

**NORMA
VENEZOLANA**

**COVENIN
1618:1998**

**ESTRUCTURAS DE ACERO PARA
EDIFICACIONES. MÉTODO DE
LOS ESTADOS LÍMITES**

(1^{ra} Revisión)



MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO



FONDONORMA

PRÓLOGO

El CONSEJO SUPERIOR DE FONDONORMA, en su reunión No.11-98 del día 9 de Diciembre de 1998, aprobó la presente Norma, elaborada por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR), como la Norma Venezolana COVENIN 1618-98 titulada **ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES**, siendo ésta su primera versión.

La presente norma venezolana es de carácter provisional por un período de un año, contados a partir de la fecha de su publicación, a fin de obtener y procesar las observaciones que su uso ocasione. Las observaciones y consultas técnicas deberán entregarse por escrito y debidamente documentadas, según las pautas establecidas en la **"Guía para Consultas Técnicas a la Comisión de Normas del MINDUR"**, las cuales se detallan al final de esta publicación.

La norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-98 fue declarada obligatoria en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela No. 36635 del 3 de Febrero de 1999.

Distribución y Venta:

FONDONORMA

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad

Torre Fondocomún, Piso 12

Av. Andrés Bello, Caracas

Teléfono (desde el extranjero 582 o desde Venezuela 02- 575.41.11

INTRODUCCIÓN

Habiéndose cumplido a cabalidad los objetivos trazados por esta Comisión al adoptar oficialmente en 1980 las normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, se hacía impostergable la publicación de una nueva norma, que además de recoger los avances desarrollados en estos diez y nueve años, permitiera la interacción con las otras normas estructurales desarrolladas por esta Comisión. La Norma COVENIN- MINDUR 1618-98 **ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES** que nos complace presentar, cumple con éstas expectativas.

En la medida de lo posible se ha respetado la organización, notación y estilo de la Norma 1618-82, intercalando los nuevos Capítulos que el desarrollo de la industria del acero exige, y que el usuario de la versión anterior detectará fácilmente. Por primera vez se introducen requisitos sismorresistentes, criterios de evaluación experimental, reglas específicas para el diseño con perfiles angulares, y se amplían significativamente los de las construcciones mixtas acero – concreto, entre otras novedades. Los capítulos dedicados a los medios de unión y las conexiones, están totalmente actualizado como consecuencia de las lecciones aprendidas en los últimos terremotos (México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995).

Tomando los documentos del AISC como base, se han adoptado totalmente a la realidad venezolana de manera que el diseño sismorresistente sea lo común y el diseño no sismorresistente la excepción. Igualmente esta Norma aborda el problema estructural de manera sistémica, partiendo de la concepción del sistema estructural al detalle de los miembros y sus conexiones, tomando en cuenta sus interacciones en los posibles mecanismos de falla, que en la medida de lo posible se jerarquizan. Para facilitar al usuario un seguimiento de la futura evolución de las normas de acero, se suministra una extensa referencia bibliográfica y las direcciones físicas y electrónicas donde consultar oportunamente.

Esta Norma debe usarse con las otras Normas COVENIN – MINDUR, pero particularmente está imbricada y reconoce la influencia de las Normas 1753-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Desafortunadamente y contra la voluntad y recursos de la Comisión, no ha sido posible actualizar la norma de Concreto, COVENIN – MINDUR 1753-85, entre otras normas pendientes. Para la fecha de la publicación de esta Norma, todavía es incierto el destino de la Comisión. Algún día se reconocerá la tesonera y abnegada labor de los miembros de esta Comisión, que a despecho de los burócratas de turno, ha producido más de 4100 páginas de la más alta calidad internacional.

Por razones de espacio y para abaratar costos de impresión, se simplificó razonablemente el Índice y se omitió el Índice Analítico.

La Comisión exhorta a los Ingenieros y Profesionales afines para que le hagan llegar por escrito las observaciones que el uso de las normas venezolanas COVENIN – MINDUR ocasione, según las pautas de la **“Guía para las Consultas Técnicas a la Comisión de Normas del MINDUR”**, la cual se presenta también por primera vez en esta Norma.

Caracas, 28 de Abril de 1998.

Por la Comisión Permanente de Normas para Edificaciones del MINDUR:

Ing. Salomón Epelboim
Ing. Carmen Lobo de Silva
Ing. Joaquín Marín.
Ing. Arnaldo Gutiérrez
Ing. César Carreño

Ponentes: Ing. Arnaldo Gutiérrez y Robert Joachim Pérez Hernández (PSN Ingeniería S.C.),
Profesores de la Universidad Católica “Andrés Bello.”

Edición: Ing. Arnaldo Gutiérrez

ÍNDICE

	Articulado Página	Comentario Página
PARTE 1 REQUISITOS GENERALES		
CAPÍTULO 1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN		
1.1 VALIDEZ	1	C-1
1.2 ALCANCE	1	C-2
1.3 ORGANIZACIÓN	2	
1.4 DISCREPANCIAS CON OTRAS NORMAS	2	
1.5 RESPONSABILIDADES	2	C-5
1.6 MÉTODOS DE DISEÑO	2	C-4
1.7 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, MIEMBROS Y CONEXIONES	3	
CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y UNIDADES		
2.1 GENERALIDADES	4	C-5
2.2 NOTACIÓN	4	
2.3 UNIDADES	13	C-5
CAPÍTULO 3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES		
3.1 ALCANCE	14	C-8
3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL	14	C-8
3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO	15	C-10
3.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE CONEXIONES	16	C-10
TABLA C.3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA Y LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN – MINDUR 1756-98 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS		C-12
TABLA C3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA		C-16

	Articulado Página	Comentario Página
CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS		
4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO	17	C-19
4.1.1 Secciones para diseño plástico	17	
4.1.2 Secciones compactas	18	
4.1.3 Secciones no compactas	18	
4.1.4 Secciones con elementos esbeltos	18	
4.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN	18	
4.2.1 Elementos comprimidos rigidizados	18	
4.2.2 Elementos comprimidos no rigidizados	19	
TABLA 4.1(a) RELACIONES ANCHO/ ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO RIGIDIZADOS	20	
TABLA 4.1(b) RELACIONES ANCHO/ ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS RIGIDIZADOS	21	
CAPÍTULO 5 MATERIALES		
5.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO	24	C-23
5.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES	24	C-23
5.2.1 Aceros estructurales	24	C-23
5.2.2 Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero	25	C-23
5.2.3 Requisitos de tenacidad	26	C-24
5.2.4 Calidad de los materiales de concreto reforzado utilizados en la construcción mixta acero – concreto	26	
5.3 ACEROS ESTRUCTURALES	26	C-24
5.4 ACEROS NO IDENTIFICADOS	27	
5.5 REQUISITOS DE TENACIDAD	28	C-25
5.6 FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO	29	
5.7 PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS	29	C-26
5.8 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS	30	C-26
5.9 METAL DE APOORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS	31	C-27
5.10 CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO	31	
CAPÍTULO 6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO		
6.1 ALCANCE	32	
6.2 MEMORIA DESCRIPTIVA	32	C-29

	Articulado	Comentario
	Página	Página
6.3	PLANOS DE PROYECTO	33 C-29
6.4	PLANOS DE TALLER	33 C-29
6.5	PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN	33 C-30
6.6	ANOTACIÓN PARA LAS SOLDADURAS	34
6.7	SIMBOLOGÍA Y NOTACIÓN NORMALIZADAS	
6.8	CONSERVACIÓN DE LOS DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	34
CAPÍTULO 7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS		
7.1	ÁREA TOTAL	35 C-32
7.2	ÁREA NETA	35 C-32
7.3	ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN	35 C-32
7.4	ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN	37
CAPÍTULO 8 ESTADOS LÍMITES		
8.1	CRITERIOS DE DISEÑO	38 C-36
8.2	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	38
8.3	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	39 C-36
8.4	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	39 C-39
8.4.1	Flechas	39 C-40
8.4.2	Contraflecha	39 C-40
8.4.3	Efectos dinámicos	40 C-41
8.4.4	Aguas estancadas	40 C-42
8.4.5	Deriva	40 C-42
8.4.6	Cambios de temperatura	40 C-42
8.4.7	Protección contra incendios	40 C-43
8.4.8	Protección contra la corrosión	41 C-43
8.4.9	Deslizamiento en las juntas y conexiones de deslizamiento crítico	41
TABLA C-8.1	FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO	C-44
CAPÍTULO 9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P-Δ		
9.1	CRITERIO GENERAL	42
9.2	VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS	42 C-47

		Articulado Página	Comentario Página
9.3	DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ARRIOSTRAMIENTOS EN SU PLANO	42	
9.4	ESTABILIDAD DE PÓRTICOS	43	C-47
9.4.1	Pórticos arriostrados	43	
9.4.2	Pórticos no arriostrados	43	
9.4.3	Arriostramientos	44	C-50
9.5	EFFECTOS P-Δ o EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	44	C-51
CAPÍTULO 10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES			
10.1	ALCANCE	47	
10.2	ACCIONES	47	
10.3	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	48	C-61
10.4	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	49	C-62
10.5	HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES	50	
PARTE 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO			
CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO			
11.1	ALCANCE	51	C-63
11.2	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND1	51	C-64
11.2.1	Conexiones viga-columna	51	
11.2.2	Conexiones rígidas	51	
11.2.3	Conexiones semirrígidas	52	
11.2.4	Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones	52	
11.2.5	Planchas de continuidad	52	
11.3	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2	53	C-64
11.3.1	Relaciones ancho / espesor	53	
11.3.2	Arriostramiento lateral de las vigas	53	C-64
11.3.3	Conexiones y juntas viga-columna	53	

	Articulado Página	Comentario Página
11.4	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2	54 C-64
11.4.1	Relaciones ancho / espesor	54 C-65
11.4.2	Áreas de las alas de las vigas	54 C-65
11.4.3	Arriostramiento lateral de las vigas	54 C-65
11.4.4	Conexiones y Juntas viga-columna	55 C-65
11.4.5	Zona del panel en conexiones viga-columna	56 C-66
11.4.6	Planchas de continuidad	57 C-67
11.4.7	Relación de momentos en los nodos	58 C-67
11.4.8	Arriostramiento lateral de las conexiones viga-columna	59 C-67
11.5	REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA	60 C-68
11.5.1	Criterios sismorresistentes	60
11.5.2	Relación ancho / espesor de los miembros de la celosía	60
11.5.3	Arriostramiento lateral	61
11.5.4	Segmento especial	61 C-68
11.5.5	Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial	62 C-69
CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS		
12.1	ALCANCE	63 C-74
12.2	PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1	63 C-74
12.2.1	Arriostramientos	63
12.2.2	Conexiones de los arriostramientos	64 C-74
12.2.3	Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos	65 C-75
12.3	PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3	65 C-75
12.3.1	Arriostramientos	65 C-75
12.3.2	Conexiones de los arriostramientos	66 C-76
12.3.3	Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos	67 C-77
12.3.4	Columnas	68 C-77
CAPÍTULO 13 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS		
13.1	ALCANCE	69 C-80
13.2	VIGA ESLABÓN O ESLABÓN	69 C-81
13.2.1	Calidad del acero	69 C-81
13.2.2	Relación ancho / espesor	69
13.2.3	Alma	69 C-81

	Articulado	Comentario
	Página	Página
13.2.4	Arriostramiento lateral de la viga eslabón	69
13.2.5	Fuerza cortante	70
13.2.6	Ángulo de rotación	71 C-81
13.2.7	Rigidizadores	71 C-82
13.3	VIGA COLECTORA	72
13.3.1	Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas	72
13.3.2	Arriostramiento lateral	73 C-82
13.4	ARRIOSTRAMIENTOS DIAGONALES	73
13.4.1	Relación ancho / espesor	73
13.4.2	Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas	73 C-82
13.5	CONEXIONES	73
13.5.1	Conexiones viga eslabón – columna	73 C-83
13.5.2	Conexiones viga colectora – columna	74
13.5.3	Conexión arriostramiento diagonal – viga eslabón	74 C-84
13.6	COLUMNAS	74 C-84
CAPÍTULO 14 MIEMBROS A TRACCIÓN		
14.1	ALCANCE	75 C-88
14.2	LONGITUD PARA EL DISEÑO	75 C-88
14.3	RELACIÓN DE ESBELTEZ	75 C-88
14.4	RESISTENCIA	75 C-88
14.5	MIEMBROS COMPUESTOS	76 C-88
14.6	MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES	76
CAPÍTULO 15 MIEMBROS A COMPRESIÓN		
15.1	ALCANCE	79 C-91
15.2	LONGITUD PARA EL DISEÑO	79 C-91
15.2.1	Longitud efectiva	79
15.2.2	Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad impedida	79
15.2.3	Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad permitida	79
15.3	RELACIÓN DE ESBELTEZ	79
15.4	DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO	80
15.5	RESISTENCIA A COMPRESIÓN	80 C-91
15.5.1	Requisitos sismorresistentes	80 C-91
15.5.2	Resistencia a compresión por pandeo flexional	80 C-92
15.5.3	Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional	81 C-92
15.6	RESISTENCIA A FLEXIÓN	83
15.7	EMPALMES DE COLUMNAS	83
15.8	MIEMBROS COMPUESTOS	83 C-93
15.9	MIEMBROS COMPRIMIDOS CONECTADOS CON PASADORES	86

	Articulado	Comentario
	Página	Página
15.10 BASES DE COLUMNAS	86	
15.10.1 Nivelación	86	
15.10.2 Acabados	86	
15.10.3 Pernos de anclaje y barras embebidas	87	C-94
15.11 ARRIOSTRAMIENTOS	87	C-94
CAPÍTULO 16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE		
16.1 ALCANCE	89	
16.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO		C-101
16.2.1 Miembros simplemente apoyados	89	
16.2.2 Miembros continuos	89	
16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico	90	C-101
16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN	91	C-101
16.3.1 Alcance	91	
16.3.2 Resistencia a flexión	91	C-101
16.4 DISEÑO POR CORTE	96	C-103
16.4.1 Alcance	96	
16.4.2 Determinación del área del alma	96	
16.4.3 Resistencia al corte	96	
16.5 VIGAS EN CELOSÍA	97	
16.6 VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA	97	C-102
16.7 PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS	97	C-102
16.8 MIEMBROS COMPUESTOS	98	C-105
16.9 ARRIOSTRAMIENTOS	99	C-105
16.9.1 Arriostramiento lateral	99	
16.9.2 Arriostramiento torsional	100	
CAPÍTULO 17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA		
17.1 ALCANCE	102	C-112
17.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN	103	C-112
17.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE	105	C-112
17.4 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES	107	C-113
17.5 CORTE Y FLEXIÓN COMBINADOS	108	
17.6 ARRIOSTRAMIENTOS	108	
CAPÍTULO 18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS		
18.1 ALCANCE	109	
18.2 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES	109	C-116
18.2.1 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión	109	C-116

		Articulado Página	Comentario Página
18.2.2	Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción	110	C-117
18.3	MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE Y/O FUERZAS NORMALES	110	C-117
18.4	FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS	111	C-117
CAPÍTULO 19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE			
19.1	ALCANCE	114	C-118
19.2	REQUISITOS GENERALES	114	
19.3	RESISTENCIA A TRACCIÓN	114	
19.4	RESISTENCIA A COMPRESIÓN	115	C-118
19.5	RESISTENCIA A FLEXIÓN	115	C-118
19.6	RESISTENCIA A CORTE	117	
19.7	SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES	118	
19.8	ARRIOSTRAMIENTOS	118	
CAPÍTULO 20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS			
20.1	ALCANCE	119	C-124
20.2	FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS	119	C-124
20.3	CEDENCIA LOCAL DEL ALMA	120	C-124
20.4	APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA	121	C-125
20.5	PANDEO LATERAL DEL ALMA	122	C-125
20.6	PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA	123	C-126
20.7	CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	124	C-126
20.8	EXTREMOS DE VIGAS NO CONECTADAS	125	
20.9	REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES POR FUERZAS CONCENTRADAS	125	C-127
20.10	REQUISITOS ADICIONALES PARA LAS PLANCHAS ADOSADAS AL ALMA REQUERIDAS POR FUERZAS CONCENTRADAS	126	
PARTE 4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN			
CAPÍTULO 21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN			
21.1	ALCANCE	127	

	Articulado	Comentario
	Página	Página
21.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	127
21.3	RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES	127
21.4	CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS EXCÉNTRICAS	127
21.5	CONEXIONES SIMPLES	128
21.6	CONEXIONES RÍGIDAS	128
21.7	EMPALMES	128 C-130
21.7.1	Empalmes de columnas	128 C-130
21.7.2	Empalmes en vigas	128
21.7.3	Empalmes en secciones pesadas	129 C-131
21.8	PLANCHAS DE RELLENO	129 C-131
21.9	CORTES EN LAS VIGAS Y AGUJEROS DE ACCESO	130
21.10	DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS	130 C-132
21.11	PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS	131 C-132
21.12	PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES	131 C-133
21.13	LIMITACIONES EN EL USO DE CONEXIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS	131 C-133
21.14	RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS	132 C-133
21.14.1	Resistencia a la rotura por corte	132
21.14.2	Resistencia a la rotura por tracción	133
21.14.3	Resistencia por rotura en el bloque de corte	133
21.15	RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN	134 C-134
21.15.1	Resistencia de los elementos de conexión traccionados	134 C-134
21.15.2	Otros elementos de conexión	134
21.16	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	135 C-135
21.16.1	En el área de contacto de materiales de acero	135 C-135
21.16.2	Aplastamiento en apoyos de concreto	135 C-135
	CAPÍTULO 22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS	
22.1	ALCANCE	137 C-141
22.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS	137 C-142
22.3	DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS	138
22.4	SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE AGUJEROS	138 C-142
22.4.1	Separación mínima	138 C-142
22.4.2	Separación máxima	139 C-143
22.5	DISTANCIAS A LOS BORDES	139 C-143
22.5.1	Distancias mínimas	139 C-143
22.5.2	Distancias máximas	139 C-144
22.6	INSTALACIÓN DE LOS PERNOS	139
22.7	USO DE ARANDELAS	140

		Articulado Página	Comentario Página
22.8	GROSORES DE PRENSADO GRANDES	140	C-144
22.9	DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	141	C-144
22.9.1	Resistencia a la tracción y al corte	141	C-144
22.9.2	Resistencia al aplastamiento	141	C-146
22.9.3	Resistencia al corte y tracción combinadas	142	C-146
22.9.4	Efecto de apalancamiento	142	
22-9-5	Fatiga	142	
22.10	DISEÑO POR RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	143	
22.10.1	Diseño para el estado límite de servicio	143	
22.10.2	Diseño para el estado límite de agotamiento resistente	144	
	TABLA 22.1	DIMENSIONES DE PERNOS	146
	TABLA 22.2	DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS	147
	TABLA 22.3	DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE	148
	TABLA 22.4	VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACIÓN s_1	149
	TABLA 22.5	VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE s_2	149
	TABLA 22.6	RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS	
	TABLA 22.7	PRETENSIÓN MÍNIMA ESPECIFICADA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	151
	TABLA 22.8	TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS Y PARTES ROSCADAS EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	152
	TABLA 22.9	TENSIONES TEÓRICAS DE CORTE EN CONEXIONES TIPO DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	152

		Articulado Página	Comentario Página
	CAPÍTULO 23 SOLDADURAS		
23.1	ALCANCE	153	C-151
23.2	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	153	C-151
23.3	METAL DE APORTE COMPATIBLE	153	
23.4	MEZCLA DE METAL DE APORTE	154	C-151
23.5	PRECALENTAMIENTO EN SECCIONES PESADAS	154	
23.6	OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA	154	C-151
23.6.1	Intersección de cordones de soldadura	154	
23.6.2	Desgarramiento laminar		C-151
23.7	RESISTENCIA	155	C-152
23.7.1	Combinación de soldaduras	155	C-152
23.8	SOLDADURAS DE RANURA	155	C-152
23.8.1	Área efectiva	155	
23.8.2	Limitaciones	156	
23.9	SOLDADURAS DE FILETE	156	C-153
23.9.1	Área efectiva	156	C-153
23.9.2	Limitaciones		C-153
23.10	SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA	159	C-154
	TABLA 23.1 RESISTENCIA DE SOLDADURAS	160	
	TABLA 23.2 ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL	162	
	TABLA 23.3 ESPESOR EFECTIVO EN SOLDADURAS DE RANURA ABOCINADA	162	
	TABLA 23.4 ESPESOR MÍNIMO DE LA GARGANTA EFECTIVA DE SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL	163	
	TABLA 23.5 TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE	164	

		Articulado Página	Comentario Página
PARTE 5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO – CONCRETO			
CAPÍTULO 24 REQUISITOS BÁSICOS			
24.1	ALCANCE	165	C-163
24.2	MATERIALES	165	
24.3	SOLICITACIONES MAYORADAS Y RESISTENCIAS MINORADAS	166	C-163
24.4	RIGIDECES DE LOS MIEMBROS	166	C-164
CAPÍTULO 25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO			
25.1	ALCANCE	167	C-165
25.2	PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO – CONCRETO	167	C-165
25.2.1	Nivel de Diseño ND1	167	
25.2.2	Nivel de Diseño ND2	168	
25.2.3	Nivel de Diseño ND3	169	
25.3	PÓRTICOS CON COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL , VIGAS MIXTAS ACERO – CONCRETO Y CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS	170	C-166
25.4	PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTOS ACERO- CONCRETO	171	C-167
25.4.1	Nivel de Diseño ND1	171	
25.4.2	Nivel de Diseño ND3		
25.5	PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O PARCIALMENTE MIXTAS Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL	173	C-167
25.6	PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL RELLENOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO O MUROS MIXTOS ACERO – CONCRETO	174	C-167
25.7	MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO-CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE..	175	

		Articulado Página	Comentario Página
	CAPÍTULO 26 COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO		
26.1	ALCANCE	176	
26.2	MATERIALES	176	C-171
26.3	RESISTENCIA	176	C-171
26.4	SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN	177	C-171
26.5	COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS	178	C-172
26.6	TRANSFERENCIA DE CARGA	178	C-172
26.7	REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO	179	C-173
26.7.1	Nivel de Diseño ND1	179	
26.7.2	Nivel de Diseño ND2	180	
26.7.3	Nivel de Diseño ND3		C-173
	CAPÍTULO 27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO		
27.1	ALCANCE	184	
27.2	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO	184	C-175
27.3	MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO-CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE	185	C-175
	CAPÍTULO 28 VIGAS MIXTAS ACERO – CONCRETO		
28.1	ALCANCE	187	
28.2	MATERIALES		
28.3	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	187	
28.4	INTERCONEXIÓN ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE CONCRETO	187	
28.5	VIGAS MIXTAS ACERO- CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	188	C-180
28.6	HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO		C-180
28.6.1	Solicitaciones	188	C-180
28.6.2	Análisis elástico	188	C-181
28.6.3	Distribución de las tensiones elásticas	188	C-181
28.6.4	Análisis plástico	189	C-181
28.6.5	Distribución de las tensiones plásticas	189	C-181
28.6.6	Acción conjunta completa en vigas	189	C-181
28.6.7	Acción conjunta parcial en vigas	190	C-182
28.6.8	Vigas embutidas en el concreto	190	C-182
28.7	ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO	190	C-183

		Articulado Página	Comentario Página
28.8	VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO	190	C-183
28.8.1	Nervaduras del sofito perpendiculares a las vigas	190	
28.8.2	Nervaduras del sofito paralelas a las vigas	191	
28.9	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	192	C-184
28.9.1	Resistencia a flexión	192	
28.9.2	Resistencia a corte	193	C-188
28.10	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	194	
28.11	ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO	194	C-189
 CAPÍTULO 29 LOSAS MIXTAS ACERO – CONCRETO			
29.1	ALCANCE	195	C-194
29.2	MATERIALES	195	C-195
29.2.1	Aceros	195	C-195
29.2.2	Concreto	195	C-195
29.3	REQUISITOS SISMORRESISTENTES	195	
29.4	ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO – CONCRETO	196	C-195
29.5	CRITERIOS DE DISEÑO	196	C-196
29.5.1	Etapas de construcción	196	C-196
29.5.2	Etapas de uso	197	C-196
29.6	ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE	198	
29.6.1	Resistencia al corte por adherencia	198	C-196
29.6.2	Resistencia a flexión	198	C-197
29.7	LOSAS CONTINUAS	200	C-197
29.8	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	200	C-197
29.8.1	Flecha	200	C-197
29.8.2	Efectos dinámicos debidos a cargas repetidas o vibraciones	200	
29.9	CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO	201	C-198
29.9.1	Control de los efectos de retracción y temperatura	201	
29.9.2	Punzonado	201	C-198
29.9.3	Efecto de placa	202	C-198
29.9.4	Cargas repetidas o efectos dinámicos	202	C-198
29.9-5	Conexión con miembros de borde	202	
29.10	ENSAYOS	202	
 CAPÍTULO 30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO			
30.1	ALCANCE	203	C-201
30.2	REQUISITOS GENERALES	203	
30.3	CRITERIOS DE DISEÑO	203	C-201

	Articulado Página	Comentario Página
CAPÍTULO 31 CONECTORES DE CORTE		
31.1	ALCANCE	206
31.2	MATERIALES	206
31.3	FUERZA CORTANTE HORIZONTAL	206
31.4	RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO	207
31.5	RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE	208
31.6	CANTIDAD DE CONECTORES DE CORTANTE	208
31.7	COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE	208
31.8	CONECTORES DE CORTE NO ESPECIFICADOS EN ESTA NORMA	209
PARTE 6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE		
CAPÍTULO 32 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD		
32.1	DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO	210
32.2	DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE	210
32.3	COLABORACIÓN	210
32.4	RECHAZOS	211
32.5	IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO	211
32.6	INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS	211
32.7	INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	212
CAPÍTULO 33 FABRICACIÓN		
33.1	ALCANCE	213
33.2	TOLERANCIAS DIMENSIONALES	213
33.3	CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS	213
33.4	CORTE MEDIANTE GAS	213
33.5	DESBASTE DE BORDES	214
33.6	CONSTRUCCIÓN SOLDADA	214
33.7	CONSTRUCCIÓN EMPERNADA	214
33.8	JUNTAS A COMPRESIÓN	215

		Articulado Página	Comentario Página
	CAPÍTULO 34 PINTURA EN TALLER		
34.1	ALCANCE	216	C-208
34.2	REQUISITOS GENERALES	216	
34.3	SUPERFICIES INACCESIBLES	216	
34.4	SUPERFICIES EN CONTACTO	217	
34.5	SUPERFICIES ACABADAS	217	
34.6	SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS EN OBRA	217	
	CAPÍTULO 35 MONTAJE		
35.1	NIVELACIÓN DE LAS BASES DE COLUMNAS	218	
35.2	ARRIOSTRAMIENTOS	218	
35.3	IDONEIDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES	218	
35.4	ALINEACIÓN	218	
35.5	AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS	218	C-209
35.6	SOLDADURA EN OBRA	219	C-209
35.7	PINTURA EN OBRA	219	
	PARTE 7 EDIFICACIONES EXISTENTES		
	CAPÍTULO 36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES		
36.1	ALCANCE	220	C-210
36.2	DISPOSICIONES GENERALES	220	
36.3	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	220	
36.4	EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	222	
36.5	EVALUACIÓN MEDIANTE PRUEBAS DE CARGAS	222	
36.6	INFORME DE EVALUACIÓN	223	
	APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS	224	
A1	ALCANCE	224	C-211
A2	PANDEO LOCAL	224	C-211
	APÉNDICE B MIEMBROS DE SECCIÓN CONSTANTE SOMETIDOS A FLEXIÓN	230	
B1	ALCANCE	230	
B2	DISEÑO POR FLEXIÓN	230	
	TABLA B.1 RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN	234	
	TABLA B.2 RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN	235	

		Articulado Página	Comentario Página
	APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE		
C1	ALCANCE	238	C-212
C2	FLEXIÓN	238	
C2.1	Estado límite de agotamiento resistente	238	C-212
C2.2	Flexión alrededor de los ejes geométricos	240	C-213
C2.3	Flexión alrededor de los ejes principales	241	C-213
C3	CORTE	242	C-214
C4	SOLICITACIONES COMBINADAS	242	C-215
	APÉNDICE D DISEÑO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)		
		245	
D1	ALCANCE	245	C-219
D2	CRITERIOS	245	C-219
D3	SOLICITACIONES	246	C-219
D4	RECORRIDO DE TENSIONES	246	C-220
D5	PERNOS Y PARTES ROSCADAS	248	C-220
D6	REQUISITOS ESPECIALES EN LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE	249	C-220
	TABLAS D1 PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA	250	
	APÉNDICE E LOSAS MIXTAS ACERO – CONCRETO	264	
E1	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES MIXTAS	264	
E2	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA	264	
E3	MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN NO AGRIETADA	264	
E4	MOMENTO DE INERCIA PARA DISEÑO	265	
	APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS BAJO CARGAS CÍCLICAS DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA Y VIGA ESLABÓN-COLUMNA	266	
F1	PROPÓSITO Y ALCANCE	266	C-221
F2	SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO	266	C-221
F3	VARIABLES ESENCIALES	266	C-222
F4	HISTORIA DE CARGA	269	C-222
F5	INSTRUMENTACIÓN	270	
F6	ENSAYOS DE MATERIALES	270	C-222
F7	INFORME DEL ENSAYO	270	
F8	CRITERIO DE ACEPTACIÓN	271	C-223

	Articulado Página	Comentario Página
APÉNDICE G DEFINICIONES	272	
REFERENCIAS Y DIRECCIONES DE INTERÉS		C-224
REFERENCIAS		C-224
DIRECCIONES DE INTERÉS		C-243
ÍNDICE ANALÍTICO		
DISPOSICIONES TRANSITORIAS		
GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR		
PUBLICACIONES DE LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR		

ARTICULADO

PARTE 1 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN

1.1 VALIDEZ

Esta Norma establece los criterios y requisitos mínimos para el proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de las estructuras de acero y las estructuras mixtas acero - concreto para edificaciones, así como la de sus miembros, componentes, juntas y conexiones, que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional, y se aplicará en conjunción con las Normas venezolanas COVENIN y COVENIN -MINDUR vigentes.

Esta Norma se aplicará tanto a las edificaciones nuevas como a la evaluación, la adecuación, la rehabilitación, el reforzamiento o la reparación, de las edificaciones existentes que cumplan con los requisitos establecidos en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Las obras temporales o provisionales también deberán cumplir con las disposiciones de esta Norma.

Esta Norma sustituye a la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción*.

1.2 ALCANCE

Cuando sea aplicable, esta Norma también podrá utilizarse en estructuras, miembros, componentes, elementos, juntas y conexiones que no pertenezcan a edificaciones, excepto cuando estén regidas por normas propias más restrictivas; véase las Disposiciones Transitorias.

Se excluyen del dominio de aplicación de esta Norma los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (*joists*), los cuales se regirán por normas específicas. Véase las Disposiciones Transitorias.

El término *acero estructural* empleado en esta Norma se refiere a todo miembro o elemento descrito en los documentos contractuales como tal y/o que es necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura. Estos miembros y elementos de acero estructural se enumeran en forma general en Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

1.3 ORGANIZACIÓN

Esta Norma está constituida por el Articulado y su Comentario. Es un criterio general aceptado por todas las normas, que el Articulado es obligatorio y el Comentario es potestativo. El Articulado incluye los Apéndices y las Disposiciones Transitorias. Cuando los dígitos del Articulado aparecen subrayados, éstos tienen comentario. En el Comentario, denotado por las iniciales C, se encuentran explicaciones, referencias, tablas y figuras adicionales, que complementan el Articulado y ayudan a su mejor interpretación. Las referencias se indican en el texto por medio de [autor, año] y se presentan al final del Comentario, en orden alfabético por apellido del autor y año de publicación.

Los Capítulos de la presente Norma se han agrupado en Partes, y cada Capítulo comprende Artículos, Secciones, Subsecciones, Cláusulas y Numerales identificados respectivamente con uno a cinco o más dígitos.

1.4 DISCREPANCIAS CON OTRAS NORMAS

Cuando haya conflicto con otras normas y especificaciones a las cuales se hace referencia en este texto, la presente Norma privará en todos los aspectos concernientes al proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción y el mantenimiento de las estructuras de acero o estructuras mixtas acero - concreto. Salvo que se indique lo contrario, toda referencia a otras normas, especificaciones y códigos está referida a la última edición vigente.

1.5 RESPONSABILIDADES

De acuerdo con la *Ley Orgánica de Ordenación Urbanística* los aspectos del proyecto, la fabricación, el montaje, la construcción, la inspección y el mantenimiento de la estructural no contemplados en esta Norma deberán ser resueltos bajo la responsabilidad de los profesionales de la arquitectura y la ingeniería, fabricantes, montadores, constructores e inspectores, en sus correspondientes campos de ejercicio, debiendo demostrar ante la autoridad competente, en forma documentada, analítica o experimental, la aplicabilidad de los criterios, procedimientos, normas o documentos técnicos empleados, tal como lo establecen el Artículo 3.11 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2002-88 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y el Capítulo 1 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. El propietario será responsable por el uso previsto en el proyecto y el mantenimiento de la edificación.

1.6 MÉTODOS DE DISEÑO

Esta Norma está basada en el Método de los Estados Límites, por lo que las estructuras de acero, sus miembros, componentes, juntas y conexiones se diseñarán como mínimo para los estados límites definidos en el Capítulo 8.

La resistencia de los miembros estructurales, sus juntas y conexiones se determinará mediante métodos aceptados de análisis estructural para las acciones contempladas en el Capítulo 10. El diseño se hará para la hipótesis de solicitaciones que sea crítica y también deberá verificarse para las otras

hipótesis para demostrar que el diseño es adecuado. En el análisis se tomarán en cuenta las excentricidades adicionales que se espera ocurran durante la vida útil de la estructura en aquellos miembros, elementos o conexiones que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas repetidas de servicio.

En el diseño se permitirá tanto el análisis elástico como el análisis plástico. El análisis plástico estará limitado solamente para los aceros con tensiones de cedencia inferiores a 4570 kgf/cm^2 y que cumplan con los requisitos de la Sección 4.1.1, los Artículos 9.4 y 15.4, la Sección 16.2.3, y los Artículos 18.2 y 24.2

Alternativamente, durante el lapso de provisionalidad de esta Norma, se podrá utilizar el Método de las Tensiones Admisibles según la Norma venezolana COVENIN- MINDUR 1618-82 con las modificaciones indicadas en las *Disposiciones Transitorias* al final del Articulado.

1.7 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, MIEMBROS Y CONEXIONES

A los fines de la aplicación de la presente Norma, toda estructura de acero o mixta acero - concreto, así como también sus miembros, juntas y conexiones, deberá clasificarse en uno de las categorías establecidas en los Capítulos 3 y 4.

Los requisitos de diseño sismorresistente se especifican mediante los Niveles de Diseño, ND, definidos en el Capítulo 3. Los Niveles de Diseño requeridos en las distintas zonas sísmicas del país serán los establecidos en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 -98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

CAPÍTULO 2 NOTACIÓN Y UNIDADES

2.1 GENERALIDADES

La notación utilizada en esta Norma corresponde esencialmente a la contenida en las Normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, especialmente la Norma AISC-LRFD 1993, salvo las modificaciones adoptadas por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976.

Los términos y vocablos de este texto que puedan admitir varias acepciones o cuya identificación sea poco conocida se interpretarán con el significado que se les asigna en el Apéndice G.

El sistema de unidades corresponde al sistema MKS: Metro (m), Kilogramo fuerza (kgf), Segundo (s), como se explica en el Artículo 2.3.

2.2 NOTACIÓN

Cuando hay discrepancia con la notación empleada en la Norma AISC-LRFD, las siglas originales se anexan entre paréntesis al final de cada definición.

A	Área de la sección transversal (A_g).
A_1	Área de contacto del acero que se apoya concéntricamente sobre un soporte de concreto.
A_2	Área de la máxima porción de la superficie de concreto que geométricamente es similar y concéntrica con el área cargada por una columna de acero.
A_B	Área cargada de un soporte de concreto.
A_b	Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.
A_{BM}	Área de la sección transversal del material base.
A_c	Área de concreto.
A_e	Área neta efectiva.
A_f	Área total del ala.
A_{fe}	Área efectiva del ala traccionada.
A_{fn}	Área neta del ala traccionada.
A_n	Área correspondiente a la sección neta, o simplemente, área neta.
A_{nt}	Área neta a tracción.
A_{nv}	Área neta a corte.
A_{pb}	Área proyectada del perno para efectos de aplastamiento.
A_r	Área de las barras de refuerzo longitudinal.
A_s	Área de la sección transversal del perfil de acero utilizado en las construcciones mixtas acero – concreto.
A_{sh}	Área mínima de ligaduras o estribos cerrados.
A_{sp}	Área de la sección transversal de la plancha de acero que refuerza un muro estructural.
A_t	Área en tracción.

A_w	Área del alma.
	Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.
B_1, B_2	Coefficientes usados en el cálculo de M_u para solicitaciones de flexión y fuerza normal determinados en un análisis de primer orden.
C_1, C_2	Coefficientes para el cálculo del pandeo en vigas (X_1, X_2).
C_b	Coefficiente de flexión que depende del gradiente de momentos.
CE	Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo (H).
CF	Acciones debidas a fluidos (F).
C_m	Coefficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes.
C_{my}	Coefficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros de altura variable y que depende de las tensiones normales en el extremo más pequeño del miembro (C'_m).
CP	Acciones permanentes (D).
CP_c	Acciones permanentes durante la etapa de construcción de una losa mixta acero - concreto.
CT	Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o sus combinaciones (T).
CV	Acciones variables (L).
C_v	Relación de tensión crítica en el alma, de acuerdo con la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente.
CV_c	Acciones variables durante la construcción de una losa mixta acero - concreto.
CV_r	Acción variable en techos y cubiertas (L_r).
C_w	Constante de alabeo.
E	Módulo de elasticidad del acero.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
EI	Rigidez elástica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial de una viga de celosía.
E_m	Módulo de elasticidad modificado.
F_{by}	Tensión de flexión en miembros de altura variable.
F_{BM}	Resistencia teórica del material base a ser soldado.
F_c	Resistencia especificada del concreto a la compresión (f'_c).
F_{cr}	Tensión crítica.
$F_{cft}, F_{cry}, F_{crz}$	Tensión de pandeo flexotorsional en perfiles solicitados a compresión.
F_e	Tensión de pandeo elástico.
F_{ex}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje mayor.
F_{EXX}	Resistencia mínima especificada para el metal de aporte de la soldadura.
F_{ey}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje menor.
F_{ez}	Tensión de pandeo elástico torsional.
F_L	El menor valor entre ($F_{yf} - F_r$) y F_{yw} .
F_{my}	Tensión de cedencia modificada para columnas mixtas acero - concreto.
F_r	Tensiones residuales de compresión en el ala.
F_{sy}	Tensión en miembros de altura variable.

F_u	Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.
F_v	Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico.
F_w	Resistencia teórica de la soldadura aportada por el electrodo.
F_y	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
F_{yb}	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero de una viga.
F_{yc}	Tensión cedente mínima especificada, F_y , del acero de una columna.
F_{ye}	Tensión de cedencia esperada para el tipo de acero utilizado.
F_{yf}	Tensión de cedencia mínima especificada del ala.
F_{yr}	Tensión de cedencia mínima especificada de las barras de refuerzo que contribuyen a la acción mixta acero - concreto.
F_{yst}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del rigidizador.
F_{yw}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del alma.
G	Módulo de elasticidad al corte del acero, igual a $E/2.6$.
H	Fuerzas horizontales.
I	Momento de inercia.
I_{st}	Momento de inercia de un rigidizador transversal
I_w	Mayor momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal.
I_{yc}	Momento de inercia alrededor del eje Y referido al ala comprimida, o si la curvatura en flexión es doble, momento de inercia referida al ala más pequeña.
I_z	Momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal de mayor momento de inercia.
I_z	Momento de inercia de un perfil L referido a su eje principal de menor momento de inercia.
J	Constante de torsión uniforme.
	Energía de rotura de probetas Charpy con entalla en v.
L	Luz.
	Altura
	Longitud real no arriostrada lateralmente (l)
	Longitud de la conexión medida en la dirección de la solicitación.
L_b	Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal (l_b).
L_c	Longitud de conector de corte tipo canal.
	Distancia libre entre los bordes de agujeros adyacentes o entre un agujero y el borde del perfil o plancha, medido en la dirección de la línea de acción de la solicitación.
L_e	Longitud de la viga eslabón (e).
	Distancia del centro del agujero al borde del perfil o plancha
L_g	Longitud máxima no arriostrada para que la resistencia teórica de una columna sea igual a la calculada con $k = 1$.
L_p	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión, considerando una distribución uniforme de momento ($C_b = 1.0$).
L_{pd}	Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico.
L_r	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.
L_s	Longitud del segmento especial en una viga de celosía.

M	Momento flector.
M_1	El menor de los momento que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
M_2	El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no el mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
M_A, M_B, M_C	Valor absoluto de los momentos calculados a $0.25 L_b$, $0.50 L_b$ y $0.75 L_b$, respectivamente.
M_{cr}	Momento crítico de pandeo elástico.
M_{lt}	Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.
$M_{máx}$	Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos
M_t	Resistencia teórica a la flexión
M_{tc}	Resistencia teórica a flexión del miembro del cordón especial en el segmento especial de una viga de celosía (M_{nc}).
M_{nt}	Momento mayorado en el miembro suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.
M_{ob}	Momento elástico de pandeo lateral torsional de un perfil L.
M_{ox}, M_{oy}	Resistencia teórica a flexión de una columna en presencia de fuerza normal en ausencia del otro momento momento ortogonal (M'_{nx}, M'_{ny}).
M_p	Momento plástico teórico.
M_{pu}	Momento plástico teórico modificado por carga normal.
M_{pe}	Momento plástico teórico calculado con la tensión de cedencia esperada F_{ye} .
M_r	Momento límite de pandeo; igual al M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$ y $C_b = 1.0$.
M_{rcx}, M_{rcy}	Resistencia teórica a flexión en una columna, reducida por la presencia de fuerza normal (M'_{px}, M'_{py}).
M_u	Momento flector mayorado.
M_y	Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en una distribución elástica
N_b	Fuerza vertical máxima que se aplica a la viga en el punto de concurrencia de los arriostramientos y que representa el desbalance debido al postpandeo de los arriostramientos en V o en V invertida (Q_b).
N_{br}	Resistencia teórica en un arriostramiento o panel de arriostramiento
N_e	Carga normal de pandeo elástico (P_e).
N_{e1}, N_{e2}	Carga normal de pandeo elástico en pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados, respectivamente, calculada según la fórmula de Euler (P_{e1}, P_{e2}).
N_o	Resistencia teórica a carga normal de una columna mixta acero – concreto con excentricidad cero (P_o).
N_p	Resistencia teórica al aplastamiento de un apoyo de concreto (P_p).
N_t	Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión (P_n).
N_{tt}	Resistencia teórica a tracción de los miembros diagonales en el segmento especial de una viga de celosía (P_{nt}).
N_u	Solicitación mayorada de tracción o compresión normal (P_u).
N_y	Resistencia teórica a la cedencia en un miembro solicitado por fuerzas normales (N_y)
R	Factor de reducción de respuesta, definido en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

R_{bs}	Resistencia teórica al bloque de corte.
R_{PG}	Factor de reducción de la resistente teórica a la flexión de vigas armadas de alma llena.
R_t	Resistencia teórica.
R_v	Resistencia teórica a corte del alma.
R_y	Relación entre la tensión cedente esperada, F_{ve} , y la tensión cedente mínima especificada, F_y , para el tipo de acero utilizado.
S	Acciones sísmicas (E).
S_c	Módulo elástico de un perfil L referido al extremo comprimido
S_{ef}	Módulo de sección efectivo de la sección con respecto a su eje mayor.
S_{II}	Componente horizontal de la acción sísmica (Q_E).
S_x	Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.
S_x^*	Módulo elástico de la sección en el extremo mayor de un miembro de altura variable, con respecto a su eje mayor (S'_x).
S_{xc}	Módulo elástico de la sección referido a las alas en compresión.
S_{xt}	Módulo elástico de la sección referido a las alas en tensión.
T_b	Pretensión mínima especificada para pernos de alta resistencia.
T_{cv}	Temperatura de ensayo de las probetas Charpy con entalla en v.
T_u	Momento torsor mayorado.
V_{ac}	Resistencia teórica al cortante horizontal de un conector de corte (Q_n).
V_h	Fuerza cortante horizontal en una sección mixta acero - concreto.
V_p	Capacidad resistente nominal al corte de un vínculo activo.
V_{pa}	Resistencia teórica al corte de un vínculo activo modificada por la magnitud de la carga
V_{pr}	Resistencia teórica al corte por punzonado.
V_t	Resistencia teórica al corte
V_r	Resistencia teórica al corte por adherencia. Resistencia teórica al corte por adherencia.
V_u	Fuerza cortante mayorada.
W	Acciones eólicas.
Y_{con}	Distancia entre la parte superior de la viga de acero y el tope de la losa de concreto.
Z	Módulo plástico de sección.
Z_b	Módulo plástico de sección de la viga que concurre a un nodo.
Z_c	Módulo plástico de la sección de la columna que concurre a un nodo.
A	Distancia libre entre rigidizadores transversales.
a'	Separación entre los conectores de un miembro compuesto.
a_r	Distancia requerida en los extremos de planchas de cubierta soldadas de longitud parcial para desarrollar las tensiones por flexión en las vigas.
a_r	Relación entre el área del alma y el área del ala comprimida.
B	Ancho de los elementos rigidizados o sin rigidizar, según se define en la Sección 4.2.1.
	Distancia entre líneas adyacentes de pernos o entre cordones de soldaduras.
	Distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de acción de la fuerza aplicada.

b_{cf}	Ancho del ala de la columna.
b_e	Ancho efectivo en los elementos esbeltos comprimidos.
b_{ef}	Distancia efectiva al borde.
b_f	Ancho del ala.
b_o	Perímetro de la sección crítica por punzonado.
b_s	Ancho del rigidizador
c_1, c_2, c_3	Coefficientes numéricos utilizados en el cálculo de la resistencia teórica de una columna mixta acero - concreto.
d	Altura total de un miembro; diámetro de un pasador, de un rodillo o balancín de apoyo. Diámetro nominal de un perno o barra roscada.
d_a	Diámetro del agujero para efectos del cálculo de las áreas netas.
d_b	Altura de una viga.
d_c	Altura de la columna que concurre al nodo.
d_f	Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma de un perfil laminado o la distancia equivalente en una sección soldada (k).
d_h	Diámetro nominal de una perforación tamaño normal.
d_L	Altura en el extremo mayor de un segmento no arriostrado de un miembro de altura variable.
d_o	Altura en el extremo menor de un miembro de altura variable o en el extremo menor de un segmento no arriostrado del mismo.
d_p	Diámetro del pasador.
d_R	Longitud de contacto de una carga aplicada (N).
d_z	Altura de la zona del panel entre las planchas de continuidad.
f	Tensión normal de compresión en un elemento rigidizado.
f_{un}	Tensión normal mayorada.
f_{uv}	Tensión cortante mayorada
f_v	Tensión cortante mayorada calculada en pernos.
g	Separación transversal centro a centro entre líneas de pernos (gramil).
h	Distancia libre entre las alas de una viga en la sección considerada, según se define en la Sección 4.2.1. Distancia entre los baricentros de los componentes individuales de una sección compuesta, medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro.
h_c	En un perfil soldado, el doble de la distancia entre el baricentro de la sección y la cara interna del ala comprimida.
h_{cc}	Dimensión de la sección transversal del núcleo confinado de una columna de concreto o de sección mixta acero - concreto, medido centro a centro de la armadura de confinamiento.
h_p	El doble de la distancia entre el eje neutro plástico de la sección transversal de un perfil y la más cercana línea de pernos en el ala comprimida, o a la cara interna del ala comprimida cuando se use soldadura. En secciones compuestas, dos veces la distancia del eje neutro plástico a la línea más próxima de conectores o a la cara interna del ala comprimida cuando se usa soldadura.
h_r	Altura nominal de la nervadura de un sofito metálico.

h_s	Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable. Altura de un conector de corte tipo espárrago una vez soldado (H_s).
h_w	Factor que se aplica a la longitud no arriostrada de un miembro de altura variable.
j	Factor para calcular el momento de inercia mínimo de un rigidizador transversal.
k	Factor de longitud efectiva en un miembro prismático (K).
k_y	Factor de longitud efectiva en un miembro de altura variable (K_y).
k_1 a k_6	Coefficientes de corte por adherencia en un sofito metálico, obtenidos experimentalmente.
k_p	Coefficiente que relaciona la resistencia al pandeo elástico de una plancha con sus dimensiones y condiciones de apoyo (k_v).
k_z	Factor de longitud efectiva para pandeo torsional (K_z).
m	Relación entre las tensiones de cedencia del alma y las alas o las tensiones críticas del en una viga híbrida.
n	Número de puntos arriostrados nodalmente dentro del tramo (N).
n_b	Número de pernos (N_b).
n_r	Número de conectores de cortante tipo espárrago en una nervadura de un sofito metálico (N_r).
n_s	Número de planos de corte o de deslizamiento (N_s).
r	Radio de giro gobernante.
r_{To}	En el extremo menor de un miembro de altura variable, el radio de giro que comprende el ala comprimida y un tercio del área comprimida del alma, calculada respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_i	Radio de giro menor de un componente individual en un miembro compuesto.
r_{ib}	Radio de giro de los componentes individuales de una sección compuesta referidas a su eje.
r_m	Radio de giro del perfil de acero en columnas mixtas acero - concreto.
\bar{r}_o	Radio polar de giro con respecto al centro de corte.
r_{ox}, r_{oy}	Radio de giro con respecto a los ejes X e Y, respectivamente, en el extremo menor de un miembro de altura variable.
r_T	Radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, calculado respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_{to}	Radio de giro de una sección de altura variable calculado en el extremo menor y que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, calculado respecto a un eje contenido en el plano del alma.
r_x, r_y, r_z	Radio de giro con respecto a los ejes X, Y, Z, respectivamente.
r_{yc}	Radio de giro alrededor del eje Y referido al ala comprimida, o en miembros flectados en doble curvatura, referido al ala más pequeña.
s	Separación longitudinal entre pernos sucesivos (paso).
t	Espesor.
t_f	Espesor del ala.
t_p	Espesor en la zona del panel, incluyendo planchas adosadas.
t_s	Espesor del rigidizador del alma.
t_w	Espesor del alma (t).
w	Ancho de una placa; distancia entre soldaduras. Tamaño del filete de soldadura

w_r	Ancho promedio de la nervadura de un sofito metálico.
w_z	Ancho de la zona del panel entre las alas de la columna.
\bar{x}	Excentricidad de la conexión.
x_o, y_o	Coordenadas del centro de corte con respecto al baricentro de la sección.
z	Distancia referida al extremo de menor sección en un miembro de altura variable.
Δ_{oh}	Desplazamiento lateral del entrepiso en consideración
$\sum M_{pc}^*$	La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna.
$\sum M_{pb}^*$	Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna.
Ω_o	Factor de sobrerresistencia aplicado a la componente horizontal del sismo.
α	Coeficiente de dilatación térmica lineal.
	Ángulo del miembro diagonal con respecto a la horizontal.
	Relación de separación entre miembros compuestos.
α_{PG}	Factor para vigas híbridas (R_c).
α_{st}	Factor que depende del tipo de rigidizadores transversales usados en una viga armada o de alma esbelta (D).
β_1	Factor en el cálculo de la resistencia del concreto a compresión.
β_{br}	Rigidez de un arriostramiento o panel de arriostramiento
β_c	Relación de aspecto del área donde actúa la carga concentrada o reacción analizada por punzonado.
β_{sec}	Rigidez del alma de la viga, incluyendo sus rigidizadores
β_{Tb}	Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones
β_w	Propiedad de los perfiles L en flexión.
γ	Factor de mayoración de solicitaciones.
	Coeficiente de variación de altura en un miembro de altura variable linealmente o en un segmento no arriostrado del mismo.
γ_p	Ángulo de rotación de la viga eslabón
η	Exponente en las fórmulas alternas de interacción N-M para vigas – columnas
λ	Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como su relación ancho/espesor.
λ_γ	Relación de esbeltez efectiva en una columna de altura variable linealmente.
λ_c	Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico.
λ_e	Parámetro de esbeltez equivalente.
λ_{ef}	Parámetro de esbeltez efectiva.
λ_p	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta.
λ_{pd}	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica.

λ_r	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección no compacta.
μ	Valor medio del coeficiente de fricción de una superficie.
ξ	Exponente en la ecuación alterna de interacción N-M para vigas – columnas.
ρ	Peso unitario del acero. En una viga eslabón, el cociente entre la solución mayorada normal, N_u , y el cortante V_u (ρ').
	Cuantía del acero de refuerzo.
ϕ	Factor de minoración de la resistencia teórica.
ϕ_A	Factor de reducción del área que permite calcular el área neta efectiva A_e (U).
ϕ_a	Relación del área efectiva de la sección transversal de un miembro comprimido normalmente respecto a su área total (Q_a).
ϕ_{as}	Factor de reducción por efecto de pandeo local igual al producto de $\phi_a \phi_s$ (Q).
ϕ_b	Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión.
ϕ_c	Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.
ϕ_{Lw}	Coefficiente de reducción de la longitud de la soldadura de filete.
ϕ_s	Factor de reducción de tensiones normales donde la relación ancho / espesor de elementos no rigidizados excede los valores límites dados en la Tabla 4.1 (Q_s).
ϕ_t	Factor de minoración de la resistencia teórica a tracción.
ϕ_v	Factor de minoración de la resistencia teórica a corte.
ϕ_w	Factor de minoración de la resistencia teórica de la soldadura.
ν	Coefficiente de Poisson

Principales subíndices:

b	Flexión (<i>bending</i>); también viga (<i>beam</i>); perno (<i>bolt</i>).
c	Columna; también concreto; compresión.
f	Ala (<i>flange</i>).
n	Sección neta.
s	Rigidizador (<i>stiffener</i>).
t	Teórico; tracción
u	Agotamiento resistente
v	Corte.
w	Alma (<i>web</i>); soldadura (<i>welding</i>).
x	Eje de flexión más fuerte o de mayor momento de inercia.
y	Eje de flexión más débil o de menor momento de inercia; también cedencia (<i>yielding</i>).
γ	Miembro de altura variable linealmente.

2.3 UNIDADES

Las unidades empleadas en esta Norma corresponden al Sistema Técnico MKS, Metro- Kilogramo fuerza - Segundo, utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza (kgf) y el centímetro, así como sus combinaciones. En las fórmulas se usarán unidades consistentes, y a menos que se indique específicamente de otra manera, en esta Norma se usarán las siguientes unidades:

Dimensiones:

En las fórmulas (L, d, h, t_f, t_w, etc.): cm.

En el detallado de las secciones y piezas de acero: mm.

En el detallado de las secciones y piezas de concreto: cm.

Ángulos planos: grados sexagesimales (°)

Áreas: cm²

Energía, trabajo: kgf m.

Fuerzas: kgf.

Momentos: m kgf.

Tensiones: kgf / cm².

CAPÍTULO 3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES

3.1 ALCANCE

Para los fines de esta Norma el sistema estructural deberá clasificarse según su Tipo, Nivel de Diseño y Tipo de Conexiones. La clasificación además de útil e imprescindible en la etapa de proyecto, es importante en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la estructura, razón por la cual se dejará constancia escrita de la clasificación estructural en la documentación del proyecto.

3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL

La estructura deberá quedar clasificada en uno de los Tipos contemplados en este Artículo. Una estructura puede clasificarse en Tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis. La clasificación de los Tipos de sistemas estructurales es consistente con la clasificación de los Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos del Capítulo 6 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. La combinación vertical de los sistemas estructurales deberá cumplir con la Sección 6.3.2 de la Norma 1756-98.

Tipo pórtico

Estructuras constituidas por pórticos de acero capaces de resistir las acciones mediante deformaciones debidas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas de acero. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico cumplirán con los requisitos del Capítulo 11. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos corresponden al Tipo I de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

Tipo pórtico con diagonales concéntricas

Pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están solicitados principalmente por fuerzas axiales. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico con diagonales concéntricas, solos o en combinación con pórticos cumplirán con los requisitos del Capítulo 12. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos concéntricos corresponden al Tipo III de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

La configuración de pórticos con diagonales en X corresponde a un par de diagonales que se cruzan aproximadamente su punto medio. Los pórticos con diagonales en V son aquellos en el par de arriostramientos se conectan un punto único por encima de la de la luz de la viga. Cuando las diagonales se encuentran y conectan por debajo de la viga se les denomina pórticos con diagonales en A o V invertida. En esta Norma no está autorizado el uso de diagonales dispuestas en K.

Tipo pórtico con diagonales excéntricas

Comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas *viga eslabón*, capaces de concentrar la absorción y disipación de la energía del sistema. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones. El eslabón dúctil puede situarse en la longitud media de la viga entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacente a una columna, entre la conexión de la viga a la diagonal y la cara de la columna. Los miembros, juntas y conexiones del Tipo pórtico con diagonales excéntricas cumplirán con los requisitos del Capítulo 13. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden al Tipo IIIa de la COVENIN - MINDUR 1756-98.

Tipo mixto acero –concreto

Estructuras formadas por miembros mixtos acero – concreto reforzado tipificados en esta Norma y que satisfacen los requisitos exigidos en la Parte 4 de la misma. En los sistemas resistentes a sismos corresponde a los Tipos I, II o IIIa de la COVENIN - MINDUR 1756-98, según el caso. A continuación se enumeran las estructuras tipificadas en esta Norma; las estructuras no contempladas se regirán por lo dispuesto en el Artículo 25.1.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, y vigas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de acero estructural y vigas mixtas acero – concreto conectadas mediante conexiones semirrígidas

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y diagonales concéntricas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero –concreto, vigas de acero estructural o parcialmente mixtas y diagonales excéntricas de acero estructural.

Muros estructurales de concreto reforzado o muros mixtos acero – concreto con perfiles de acero estructural o mixtos como miembros de bordes, y vigas de acero estructural que acoplan dos o más muros estructurales.

3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

De conformidad con el Artículo 6.2 la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 *Edificaciones Sismorresistentes*, la estructura deberá quedar clasificada en uno de los tres Niveles de Diseño caracterizados por diversas exigencias para el análisis, el diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura.

Para cada Nivel de Diseño y en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la estructura, sus conexiones y demás componentes, se cumplirá con los requisitos de supervisión técnica incluida en el plan de aseguramiento de la calidad contemplado en el Capítulo 32.

3.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE CONEXIONES

Bajos las condiciones que se establecen en este Artículo, se autorizan dos Tipos básicos de conexiones con sus correspondientes hipótesis de diseño, cada uno de estos Tipos controlará de una manera específica el comportamiento y la respuesta tanto de la estructura como la de cada una de sus partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones. En el análisis de la estabilidad de la estructura se incorporará el efecto de la flexibilidad de las conexiones según se especifica en el Capítulo 9. Además de los requisitos generales del presente Artículo, el diseño de cada Tipo de conexión cumplirá con todos los otros requisitos particulares exigidos en esta Norma.

Conforme a lo requerido en el Artículo 3.1, el diseño de todas las conexiones será compatible con el Tipo señalado en los planos.

Tipo TR, estructuración con conexiones totalmente restringidas

Este Tipo de construcción se designa comúnmente como "estructuración con conexiones rígidas" (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones tienen la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

Tipo PR, estructuración con conexiones parcialmente restringidas

Este Tipo de construcción supone que las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre los miembros que se intersectan.

Cuando se ignore la restricción de las conexiones, como en la "estructuración con conexiones flexibles" (sin restricción o de extremos simplemente apoyados), en lo que respecta a las cargas gravitacionales, los extremos de las vigas se conectan únicamente para resistir fuerzas cortantes y están libres de girar bajo las cargas verticales. Los pórticos con conexiones del Tipo PR cumplirán con los siguientes requisitos:

1. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayoradas trabajando como vigas simplemente apoyadas.
2. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas laterales.
3. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión bajo las solicitaciones mayoradas producidas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

Excepto que se ignore la restricción de la conexión, el uso de conexiones Tipo PR exige que el análisis y el diseño incluya las características de su comportamiento, como la resistencia, la rigidez y la ductilidad entre otras. El grado de restricción y en general el comportamiento de las conexiones Tipo PR deberá establecerse de manera analítica o experimental o estar suficientemente documentado en la literatura técnica.

CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS

4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO

Los miembros de acero estructural se clasificarán en función de su sección transversal y del estado límite de agotamiento resistente correspondiente. Para que una determinada sección de un miembro alcance el estado límite de agotamiento resistente correspondiente, se arriostrarán lateralmente a los intervalos definidos por el Nivel de Diseño.

Las secciones transversales de los miembros de acero se clasificarán en función de las relaciones ancho / espesor de los elementos planos comprimidos que constituyen su sección transversal. En esta Norma las secciones transversales de los miembros de acero estructural se clasificarán en: secciones para diseño plástico, secciones compactas, secciones no compactas y secciones con elementos esbeltos.

4.1.1 Secciones para diseño plástico

Se clasificarán como secciones para diseño plástico las secciones transversales de los miembros que alcanzan el momento plástico y lo conservan durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura. En las secciones para diseño plástico, las alas comprimidas en la zona donde se espera la formación de rótulas plásticas y el alma en cualquier sección, tienen una relación ancho/espesor menor o igual al valor límite λ_{pd} establecido en la Tabla 4.1.

Las secciones plásticas podrán ser diseñadas por métodos de análisis plástico, con las limitaciones impuestas en el Artículo 1.6.

4.1.1.1 Redistribución de momentos

Las vigas de sección plástica que satisfagan los requisitos de longitud no arriostrada de la Sección 16.2.3, incluyendo los miembros mixtos acero - concreto, que sean continuas sobre sus apoyos o están conectados rígidamente a las columnas pueden dimensionarse para 0.9 veces los momentos negativos producidos por las cargas verticales, que sean máximos en las secciones de apoyo, siempre y cuando que para tales miembros el máximo momento positivo se incremente en 0.1 del valor promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplicará a los momentos producidos por cargas sobre voladizos ni a las vigas híbridas y miembros de acero A514. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción de 0.1 puede utilizarse en el diseño de la columna en flexocompresión, siempre que la fuerza normal no exceda de $\phi_c 0.15 A F_y$, donde A es el área de la sección transversal, cm^2 ; F_y , es la tensión de cedencia mínima especificada del acero, kgf/cm^2 , y ϕ_c es el factor de minoración de la resistencia teórica a compresión.

4.1.2 Secciones compactas

Las secciones que alcanzan el momento plástico pero sin la capacidad de rotación bajo la magnitud constante del momento plástico se clasifican como secciones compactas. Estas secciones tendrán sus alas conectadas continuamente al alma o almas y la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos no excede los valores límites λ_p de la Tabla 4-1.

4.1.3 Secciones no compactas

Las secciones en las que sus elementos comprimidos desarrollan el momento correspondiente a la iniciación de la tensión cedente antes de que ocurra el pandeo local. se denominarán secciones no compactas. La relación ancho/espesor de uno o más elementos a compresión de su sección transversal excederá el valor λ_p pero no el valor λ_r dado en la Tabla 4.1. Las secciones no compactas no son propensas al pandeo local.

4.1.4 Secciones con elementos esbeltos

Aquellas secciones en las cuales la relación ancho / espesor de cualquier elemento comprimido de la sección transversal excede el valor λ_r de la Tabla 4.1. se clasificarán como secciones con elementos esbeltos. Los elementos de las secciones esbeltas al ser solicitados por compresión o compresión por flexión tienen como estado límite de agotamiento resistente el pandeo local del ala comprimida y/o el pandeo del alma por flexión, y su tal como se especifica en los Apéndices A, B y C, su diseño es función de la relación ancho / espesor de sus elementos componentes.

4.2 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN

Atendiendo a la sollicitación de compresión uniforme, los elementos constituyentes de la sección transversal de un miembro de acero se clasificarán en elementos comprimidos rigidizados, o simplemente elementos rigidizados, y elementos comprimidos no rigidizados o sencillamente, elementos no rigidizados.

4.2.1 Elementos comprimidos rigidizados

Se clasifican como elementos comprimidos rigidizados aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tiene soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de las tensiones de compresión. En los elementos rigidizados el ancho se tomará como se indica a continuación :

- (a) Para almas de perfiles laminadas h será la distancia libre entre alas menos el radio de transición entre el alma y las alas; h_e es dos veces la distancia entre el eje y la cara interior del ala en compresión el radio de transición.
- (b) Para almas de secciones compuestas, h_p es el doble de la distancia del eje neutro plástico a la línea más próxima de conectores o a la cara interna del ala comprimida cuando se usa soldadura.

- (c) Para las alas o las planchas de diafragma en secciones compuestas, el ancho b será la distancia entre líneas adyacentes de pernos o entre líneas de soldaduras.

En las alas de espesor variable de los perfiles laminados, se tomará como espesor el correspondiente a la sección media entre el borde libre y la cara del alma adyacente.

4.2.2 Elementos comprimidos no rigidizados

Se clasifican como elementos comprimidos no rigidizados aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tienen un borde libre paralelo a la dirección de las tensiones de compresión. El ancho de los elementos no rigidizados se tomará como se especifica a continuación sigue :

- (a) Para alas de los perfiles I o T, el ancho b será igual a la mitad del ancho nominal total , b_f .
- (b) Para las alas de ángulos y canales, el ancho b será igual al ancho nominal total.
- (c) Para las almas de las secciones T, el ancho se tomará como la altura nominal total, d .
- (d) Para planchas no rigidizadas, el ancho b será igual a la distancia del extremo libre a la primera hilera de conectores o línea de soldaduras.

TABLA 4-1(a)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
NO RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.816 \sqrt{E / (F_y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I, o vigas soldadas solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.937 \sqrt{E / ((F_y - F_r) / k_c)}$ (a), (b), (c)
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b / t			$0.631 \sqrt{E / (F_y / k_c)}$ (b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es, con soporte lateral a lo largo de un borde	b/t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles T	d / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página 23.

TABLA 4-1(b)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; planchas de cubierta y planchas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras	b / t		$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (d)	b / t			$1.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en compresión por flexión (c), (e)	h / t_w	$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página 23.

TABLA 4-1(b) (continuación)
RELACIONES ANCHO / ESPESOR PARA ELEMENTOS COMPRIMIDOS
RIGIDIZADOS

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	h / t_w	Para $N_u / \phi_b N_y \leq 0.125$		
		$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{1.54 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{2.75 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.74 N_u}{\phi_b N_y} \right]$
		Para $N_u / \phi_b N_y > 0.125$		
		$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es, con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b / t h / t_w			$1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Véase las Notas en la página siguiente.

Notas de las Tablas 4.1(a) y 4.1(b):

Cuando el concepto no es aplicable, la correspondiente casilla aparece en blanco.

(a) F_r es la tensión residual de compresión en el ala, igual a :

$F_r = 700 \text{ kgf/cm}^2$ en perfiles laminados en caliente

$F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$ en perfiles soldados.

$$(b) \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4.1)$$

acotado entre los siguientes límites $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

(c) En miembros de alas desiguales se usará h_p en lugar de h para comparar con λ_{pd} y λ_p

(d) Se supone que el área meta de la plancha de cubierta está en la perforación más grande.

(e) Para las vigas híbridas utilícese F_{yf} en lugar de F_y .

CAPÍTULO 5 MATERIALES

5.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

En el diseño se utilizarán las propiedades del acero dadas en la Tabla 5.1. Los valores de la tensión de cedencia F_y , y resistencia a la tracción, F_u , a emplear en el diseño de acero serán los mínimos valores especificados en las correspondientes normas y especificaciones de los materiales y productos considerados. Los valores reportados en los certificados de ensayos efectuados por la acería solo tienen validez a efectos de la conformidad con norma y por lo tanto no deberán utilizarse como base para el diseño.

TABLA 5.1 PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL

Módulo de elasticidad	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2.6 \approx 808000 \text{ kgf/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
Peso unitario	$\rho = 7850 \text{ kgf/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

5.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

5.2.1 Aceros estructurales

La tensión cedente mínima especificada, F_y , para los miembros en los cuales se espera un comportamiento inelástico bajo las hipótesis de solicitaciones (10-9) y (10-10) no excederá de 3515 kgf/cm^2 , a menos que se mediante ensayos o estudios bien sustentados se compruebe que el material es apropiado. Esta limitación no se aplicará a las columnas en la cuales la única conducta inelástica esperada sea la cedencia en su base.

El acero utilizado en los sistemas sismorresistentes descrito en el Artículo 3.2, estará limitado a los que cumplan con las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondientes, en su última edición vigente:

ASTM A36/A36M *Structural Steel* (Acero Estructural).

ASTM A500 *Cold Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Round and Shapes, Grades B or C* (Tubos y Perfiles Tubulares de Acero Estructural al Carbono Formados en Frío y sin Costura, Grados B o C).

ASTM A501 *Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing* (Tubería Estructural de Acero al Carbono Formada en Caliente Soldada y sin Costura).

ASTM A572/A572M *High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality, Grades 42 or 50* (Aceros al Columbio Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación de Calidad Estructural, Grados 42 o 50).

ASTM A588/A588M *High-Strength Low - Alloy Structural Steel with 50 ksi Minimum Yield Point to 4-inch Thick* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3515 kgf/cm² hasta 100 mm de Espesor).

ASTM 913/A913M *High Strength, Alloy Steel Shapes of Structural Quality Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST), Grades 50 or 65* (Perfiles de Acero Aleado de Calidad Estructural de Alta Resistencia Producidos por el Proceso de Templado y Autorevenido (QST), Grados 50 o 65).

ASTM A992/A992M *Steel for Structural Shapes for Use in Building Frames* (Acero para Perfiles Estructurales usados en Edificaciones).

El acero utilizado para planchas de base deberá cumplir con una de las especificaciones ASTM precedentes o con la ASTM A283 *Low and Intermediate Tensile Strenght Carbon Steel Plates of Structural Quality, Grade D* (Planchas de Acero de Calidad Estructural de Baja e Intermedia Resistencia a la Tracción, Grado D).

5.2.2 Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero

Cuando sea exigido por esta Norma, las solicitaciones en las conexiones o las de sus miembros conexos se calculará con la resistencia cedente esperada, F_{ye} , del miembro conectado, según la fórmula

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (5-1)$$

donde

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el tipo de acero a ser utilizado.

R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada.

Se podrán usar valores de R_y diferentes a los de la Tabla 5.2, cuando F_{ye} se determine mediante ensayos conformes con los requisitos correspondientes al grado de acero especificado.

TABLA 5.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA TENSIÓN CEDENTE
MÍNIMA ESPECIFICADA

Productos y calidades de acero	R_y
Perfiles laminados y barras, ASTM A36	1.5
Perfiles laminados y barras, ASTM A572 Grado 42	1.3
Perfiles laminados y barras de otras calidades Planchas	1.1

5.2.3 Requisitos de tenacidad

Los perfiles laminados de los Grupos 3 con alas de espesor igual o mayor que 38 mm y los de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural), así como también las planchas de 50 mm o más de espesor de los miembros de sección compuesta que formen parte del sistema resistente a sismo deberán tener un valor promedio mínimo de energía absorbida $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = 21^\circ\text{C}$ determinada en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con los criterios y procedimientos establecidos en el Artículo 5.5.

5.2.4 Calidad de los materiales de concreto reforzado utilizados en la construcción mixta acero – concreto

Los aceros de refuerzo utilizados en las construcciones mixtas acero- concreto deberán cumplir con los requisitos de la Norma COVENIN 316 *Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructura* y los del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753.

Los concretos utilizados en la construcción mixta acero - concreto cumplirán los requisitos del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753. La resistencia mínima especificada a la compresión del concreto, F_c , será de 200 kgf/cm^2 . En los sistemas resistentes a sismos no se emplearán concretos con resistencias mayores de 560 kgf/cm^2 , cuando sean concretos de peso normal, ni de 280 kgf/cm^2 cuando sean concretos elaborados con agregados livianos, a menos que experimentalmente se demuestre que el concreto tiene la suficiente resistencia y tenacidad para el uso previsto.

5.3 ACEROS ESTRUCTURALES

Además de las calidades de acero autorizadas en la Sección 5.2.1, se autoriza el uso de los siguientes materiales que se ajustan a las especificaciones de las Normas ASTM o COVENIN correspondientes, refiriéndose siempre a su última edición vigente :

ASTM A53 *Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc, Coated Welded and Seamless Grade B* (Tuberías de Acero Soldado y sin Costuras, Galvanizadas o no, Grado B).

ASTM A242/A242M *High-Strength Low -Alloy Structural Steel* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación).

ASTM A514/A514M *High-Yield Strength, Quenched and Tempered Alloy Steel Plates, Suitable for Welding* (Plancha de Acero Aleado Templado y Revenido, de Alta Resistencia, Adecuada para Soldadura).

ASTM A529/A529M *High- Strenght Carbon-Manganese Steel of Structural Quality* (Acero Estructural al Carbono - Manganeso de Alta Resistencia).

ASTM A570/A570M *Steel, Sheet and Strip, Carbon, Hot-Rolled, Structural Quality, Grades 40, 45 or 50* (Planchas y Pletinas de Acero al Carbono Laminado en Caliente de Calidad Estructural, Grados 40,45 o 50).

ASTM A606 *Steel, Sheet and Strip, High-Strength Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance* (Planchas y Pletinas Laminadas en Frío y en Caliente de Acero Alta Resistencia y Baja Aleación, con Resistencia Mejorada a la Corrosión Atmosférica).

ASTM A607 *Steel, Sheet and Strip, High-Strength, Low Alloy, Columbium or Vanadium, or Both, Hot Rolled and Cold-Rolled* (Planchas y Pletinas Laminadas en Frío y en Caliente de Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación al Columbio y/o Vanadio).

ASTM A618 *Hot-Formed Welded and Seamless High-Strength Low-Alloy Structural Tubing* (Tuberías Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación Formadas en Caliente, Soldadas y sin Costura).

ASTM A709/A709M *Structural Steel for Bridges* (Acero Estructural para Puentes).

ASTM A852/A852M *Quenched and Tempered Low-Alloy Structural Steel Plate with 70 ksi Minimum Yield Strength to 4-inch Thick* (Plancha de Acero Estructural de Baja Aleación Templado y Revenido con Tensión de Cedencia Mínima de 4920 kgf/cm² hasta 100 mm. de Espesor).

El acero utilizado en los soffits metálicos será de una de las siguientes calidades estructurales:

ASTM A446 *Steel, Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Structural (Physical) Quality, Grades A, B, C or F* (Acero, Láminas, Recubrimiento de Zinc en Caliente (Galvanizado) Calidad Estructural (Física), Grados A, B, C o F).

ASTM A611 *Steel, Sheet, Carbon, Cold-Rolled, Structural Quality, Grades C, D or E* (Acero, Láminas, Carbono, Formado en Frío, Calidad Estructural, Grados C, D o E).

Constituirá evidencia suficiente de conformidad con una de las anteriores especificaciones ASTM o COVENIN, ya sean los informes de ensayos certificados efectuados por la acería, o los informes certificados de ensayos efectuados por el fabricante o por un laboratorio de ensayo de materiales, realizados de acuerdo con la Normas ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural), o con la A568/A568M *Steel, Carbon and High-Strength Low - Alloy, Hot-Rolled Sheet, Hot -Rolled Strip and Cold-Rolled Sheet, General Requirements* (Requisitos Generales para Planchas Laminadas en Caliente, Pletinas en Caliente y Planchas Laminadas en Frío, de Acero al Carbono y de Alta Resistencia y Baja Aleación), la que sea aplicable conjuntamente con la especificación correspondiente. Adicionalmente, si se le solicitara, el fabricante suministrará un certificado testimoniando que el acero estructural que surte satisface los requisitos del grado especificado.

5.4 ACEROS NO IDENTIFICADOS

Siempre que estén libres de imperfecciones superficiales o su aspecto sea aceptable, según los criterios de la Norma ASTM A6/A6M, se podrán usar aceros no identificados para partes de poca

importancia o detalles menores, donde las propiedades físicas exactas del acero y su soldabilidad no afectarían la resistencia y el comportamiento de la estructura.

5.5 REQUISITOS DE TENACIDAD

Se exigirán los requisitos de tenacidad contemplados en este Artículo en los empalmes y juntas soldadas de penetración completa de los miembros solicitados a tracción o flexotracción, cuando sean perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural) o miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor o donde se requiera desarrollar una rotación inelástica especificada. En los documentos contractuales se especificará que el suministro del acero deberá estar respaldado con los resultados de los ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con el Requisito Suplementario S5 de la Norma ASTM A6/A6M. Los ensayos de impacto deberán cumplir con un valor promedio mínimo de energía de rotura $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura de ensayo $T_{cv} = 21^\circ\text{C}$. Los ensayos se realizarán conforme a la Norma ASTM A673 *Specification for sampling procedure for impact testing of structural steel*, con las siguientes excepciones:

- (1) El eje longitudinal central de las muestras debe localizarse, en la medida de lo posible, equidistante entre la superficie interior del ala y el centro del espesor de ésta en la intersección con el espesor del alma.
- (2) El productor deberá conducir las pruebas sobre el material seleccionado de un sitio representativo de la parte superior de cada lingote o en parte de un lingote utilizado para producir los perfiles representados por estas pruebas.

Los requisitos suplementarios de tenacidad anteriormente mencionados también se exigirán en las juntas soldadas de penetración completa que afecten todo el espesor de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y el de las secciones compuestas fabricadas con espesores mayores de 50 mm cuando tales miembros están solicitados por tracción debida a flexión. Sin embargo, estos requisitos suplementarios de tenacidad pueden obviarse en los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y en los perfiles de sección compuesta con espesores mayores de 50 mm, cuando se conecten por medio de soldadura de penetración completa a través del espesor de su material más delgado a la cara del material pesado. Tampoco se exigirán los requisitos de tenacidad contemplados en este Artículo en los empalmes y juntas empernadas de los miembros solicitados a tracción o flexotracción, de los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M o miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor.

Adicionalmente, las juntas soldadas de los perfiles laminados pesados y la de los perfiles compuestos deberán cumplir con los requisitos de la Sección 21.7.3, el Artículo 21.10 y los de los Capítulos 23 y 33.

5.6 FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO

Los aceros de fundición deberá cumplir con la última edición de una de las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A27/A27M *Mild- to-Medium-Strength Carbon Steel Castings for General Applications*, Grade 65-35 (Fundición de Acero al Carbono de Baja a Media Resistencia para Aplicaciones Generales, Grado 65-35).

ASTM A148/A148M *High-Strength Steel Castings for Structural Purposes Grades 80-50* (Fundiciones de Acero de Alta Resistencia para Usos Estructurales, Grados 80-50).

Las piezas forjadas de acero se ajustarán a la última edición vigente de la siguiente especificación ASTM:

ASTM A668/A668M *Steel Forgings Carbon and Alloy for General Industrial Use* (Forjas de Acero al Carbono y Aleación para Uso Industrial en General).

La presentación de informes de ensayos certificados constituirá una evidencia suficiente de conformidad con las especificaciones.

5.7 PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS

Los pernos , arandelas y tuercas de acero se ajustarán a una de las siguientes normas ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A194/A194M *Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High-Pressure and High-Temperature Service* (Tuercas de Acero al Carbono o Aleado a ser Usadas en Pernos bajo Condiciones de Servicio de Alta Presión y Alta Temperatura).

ASTM A307 *Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 psi Tensile Strength* (Pernos y Espárragos de Acero al Carbono, con Resistencia a la Tracción de 4220 kgf/cm²).

ASTM A325/A325M *Structural Bolts, Steel, Heat-Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength* (Pernos de Acero Estructural, Tratados Térmicamente, con Resistencia Mínima a la Tracción de 8440/7380 kgf/cm²).

ASTM A449 *Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs* (Pernos y Espárragos de Acero Templado y Revenido).

ASTM A490/A490M *Heat Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength* (Pernos de Acero Tratados Térmicamente con Resistencia Mínima a la Tracción de 10500 kgf/cm²).

ASTM A563/A563M *Carbon and Alloy Steel Nuts* (Tuercas de Acero al Carbono y Aleado).

ASTM F436 *Hardened Steel Washers* (Arandelas de Acero Endurecido).

Los pernos A449 se usarán solamente en las conexiones que requieran pernos de diámetros mayores a 38 mm (1.5 plg.); y no deberán usarse en conexiones del tipo de deslizamiento crítico.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

5.8 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS

Los pernos de anclaje y las barras roscadas se ajustarán a una de las siguientes especificaciones ASTM o COVENIN correspondiente:

ASTM A36/A36M *Structural Steel* (Acero Estructural).

ASTM A193/A193M *Alloy Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High-Temperature Service* (Acero Aleado y Acero Inoxidable para Empernar Materiales bajo Condiciones de Servicio de Alta Temperatura).

ASTM A354 *Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs and Other Externally Threaded Fasteners* (Pernos, Espárragos y otros Conectores de Acero Aleado Templado y Revenido Roscado Externamente).

ASTM A572/A572M *High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality* (Aceros al Columbio Vanadio de Alta Resistencia y Baja Aleación de Calidad Estructural).

ASTM A588/A588M *High-Strength Low Alloy Structural Steel with 50,000 psi Minimum Yield Point to 4-in Thick* (Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación con una Tensión Cedente Mínima de 3515 kgf/cm² hasta 100 mm de Espesor).

ASTM A687 *High-Strength Nonheaded Steel Bolts and Studs* (Pernos sin Cabeza y Espárragos de Acero de Alta Resistencia).

Las roscas de los pernos y barras deberán ajustarse a las Series Estándares Unificadas de la última edición de la Especificación ANSI B18.1. Las tolerancias serán de Clase 2A.

Los pernos de acero que se ajusten a las especificaciones enumeradas en el Artículo 5.7 podrán utilizarse como pernos de anclaje. El material A449 es aceptable para pernos de anclaje y barras roscadas, independientemente de su diámetro.

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

5.9 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS

Los electrodos y fundentes para la soldadura deberán ajustarse a una de las siguientes Especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society):

AWS A5.1 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shield Metal Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono para Soldadura de Arco Metálico Protegido).

AWS A5.5 *Specification for Low-Alloy Steel Covered Arc Welding Electrodes* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación Recubiertos para Soldadura de Arco).

AWS A5.17 *Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono y Fundentes para Soldadura de Arco Sumergido).

AWS A5.18 *Specification for Carbon Steel Filler Metals for Gas Shielded Arc Welding* (Especificación para Metales de Aporte de Acero al Carbono para Soldadura de Arco con Protección de Gas).

AWS A5.20 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero al Carbono para Soldadura por Arco con Núcleo Fundente).

AWS A5.23 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación y Fundentes para Soldadura por Arco Sumergido).

AWS A5.28 *Specification for Low -Alloy Steel Filler Metals for Gas Shielded Arc Welding* (Especificación para Metales de Aporte de Acero de Baja Aleación para Soldadura de Arco con Protección de Gas).

AWS A5.29 *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding* (Especificación para Electrodos de Acero de Baja Aleación y Fundentes para Soldadura por Arco con Núcleo Fundente).

Cuando el ingeniero estructural o esta Norma lo exijan, los metales de aporte a emplear en las juntas de penetración completa cumplirán con los requisitos de tenacidad de la Sección 5.5 y en los sistemas resistentes a sismos, los de la Sección 23.2. Los ensayos de tenacidad se harán conforme a la norma ASTM A673. La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones

5.10 CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

Los conectores de corte tipo espárrago se ajustarán a los requisitos de la última edición vigente de la Norma AWS D1.1 *Structural Welding Code* (Código de Soldadura Estructural).

La certificación del fabricante constituirá una prueba suficiente de conformidad con estas especificaciones.

CAPÍTULO 6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

6.1 ALCANCE

En concordancia con las Normas COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y 1756 *Edificaciones Sismorresistentes*, el propietario de la obra deberá conservar toda la documentación referente al proyecto, la construcción, la inspección y el mantenimiento de la edificación, para facilitar, cuando sea necesario, la más completa evaluación de la misma. Adicionalmente a los documentos que se citan en este Capítulo, la documentación constará de los estudios especiales y ordinarios, los informes de ensayos de materiales y los estudios de suelo y fundaciones, entre otros.

6.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

La memoria descriptiva del proyecto estructural indicará por lo menos lo siguiente:

- (a) Clasificación de la estructura y sus miembros de acuerdo con el Artículo 1.7 y los Capítulos 3 y 4 de la presente Norma.
- (b) Características del terreno de fundación, del sistema de fundaciones y la forma en que se vincula a la estructura.
- (c) Características de los materiales que se emplearán.
- (d) Condiciones de vinculación de los miembros.
- (e) Ubicación de los miembros y función que cumplirán. Especialmente se indicarán y mostrarán los detalles de los miembros, juntas y conexiones que son esenciales para la integridad de toda la estructura. También los detalles de los pisos y techos considerados como diafragmas.
- (f) Magnitud, ubicación, tipo y combinaciones de cargas consideradas.
- (g) Análisis y diseño estructural. El procesamiento electrónico de los datos se regirá por las disposiciones de la Sección 3.14.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.

Cuando se empleen métodos nuevos o poco conocidos, se suministrarán las hipótesis y algoritmos que lo sustentan.

- (h) Además de los resultados del análisis global de la estructura, deben realizarse y documentarse los análisis locales o evaluaciones independientes en las secciones críticas y en las regiones donde haya discontinuidades.

6.3 PLANOS DE PROYECTO

De conformidad con el Capítulo 3 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*, los planos y los dibujos de proyecto mostrarán el diseño completo, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros, juntas y conexiones de la estructura. Los niveles de piso, los centros de las columnas y las excentricidades de sus ejes estarán acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande como para transferir la información adecuada, no menor de 1/100.

Los planos mostrarán la clasificación de la estructura tal como se exige en el Capítulo 3. Cuando la preparación adecuada de los planos de taller así lo exija, los planos de proyecto se complementarán con datos tales como los relativos a las acciones y solicitaciones previstas que han de ser resistidas por todos los miembros, sus juntas y conexiones. El diseño de las conexiones debe ser consistente con la clasificación señalada en los planos.

Donde las juntas se efectúen con pernos de alta resistencia y se necesite transmitir fuerza cortante entre las partes conectadas, los planos indicarán si el tipo de conexión que ha de suministrarse es de aplastamiento o de deslizamiento crítico.

Cuando se requieran contraflechas en vigas y celosías éstas deberán precisarse en los planos. Igualmente deberán indicarse en los planos los requisitos para rigidizadores y arriostramientos.

6.4 PLANOS DE TALLER

Los planos de taller se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura y entregados al ingeniero estructural para su aprobación. Estos planos deberán suministrar toda la información necesaria para fabricar las partes que la componen, incluyendo la situación, tipo y dimensiones de todos los pernos y soldaduras. En los planos de taller deben diferenciarse entre pernos y soldaduras ejecutados en el taller y los ejecutados en la obra, e identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller se elaborarán conforme a las prácticas de fabricación más modernas y con las debidas consideraciones a la rapidez y economía en la fabricación, el montaje y la construcción, de acuerdo con los requisitos del Capítulo 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755.

6.5 PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN

Los planos de montaje y construcción debidamente aprobados por el ingeniero estructural mostrarán la secuencia de construcción y la localización de todos los elementos de la estructura, así como sus dimensiones y marcas para una adecuada identificación. Además, se indicarán las cotas de las bases de las columnas, todas las dimensiones necesarias y los detalles para colocar los pernos de anclaje, y cualquier otra información esencial para el montaje de la estructura.

En estos planos se señalarán todos aquellos miembros y componentes que son esenciales para la integridad de la estructura, parcial o totalmente montada y construida, así como durante la vida útil de la edificación.

Deberán ser sometidos a la aprobación del ingeniero estructural los detalles de los trabajos a ser ejecutados en obra, que modifiquen los miembros y conexiones fabricados en taller o en obra.

Se incorporarán a la documentación del proyecto los planos definitivos de la obra o planos de modificaciones si las hubiera.

6.6 ANOTACIONES PARA LAS SOLDADURAS

En los planos de proyecto y taller se deberán señalar las juntas o grupos de juntas en las cuales es especialmente importante que se controle cuidadosamente la técnica y la secuencia de soldadura a emplearse, a fin de minimizar la ejecución de soldaduras en condición de restricción y evitar distorsiones indebidas.

Las longitudes de soldadura especificadas en estos planos y dibujos se referirán a las longitudes efectivas netas, es, decir, excluyendo las imperfecciones de arranque y terminación.

6.7 SIMBOLOGÍA Y NOTACIÓN NORMALIZADAS

Los símbolos para las soldadura utilizados en los planos de proyecto y taller serán los especificados en las Normas AWS vigentes. Se podrán usar otros símbolos complementarios adecuados, siempre que en los planos o dibujos se suministre una explicación completa de éstos.

6.8 CONSERVACIÓN DE LOS DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Conforme a la Sección 3.14.4 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002, el propietario de la obra deberá conservar toda la documentación del proyecto, incluido el Diario de Obra del proyecto original de la edificación y de las modificaciones autorizadas. En caso de cambio de propietario, deberán entregársele al nuevo propietario todos los documentos mencionados.

CAPÍTULO 7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS

7.1 ÁREA TOTAL

El área de la sección transversal total, A , en un punto cualquiera de un miembro se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho de cada uno de los elementos componentes, debiéndose medir los anchos perpendicularmente al eje del miembro. En los perfiles angulares el ancho total es igual a la suma de los anchos de los dos lados menos el espesor.

7.2 ÁREA NETA

El área de la sección neta, A_n , se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor y el ancho neto de cada uno de los elementos componentes, calculado el ancho neto como se indica a continuación:

Al calcular las áreas netas de los elementos en tracción y corte, los diámetros de los agujeros, d_a , se considerarán 2 milímetros (1/16 plg.) mayores que la dimensión nominal del agujero, d_h , o 3 mm (1/8") mayores que el diámetro nominal del perno, d .

$$d_a = d_h + 2 \text{ mm} = d + 3 \text{ mm} \quad (7-1)$$

En el caso de una sucesión de agujeros que se extienda a través de una parte del miembro según una línea cualquiera diagonal o en zigzag, el ancho neto de esa parte se obtendrá al restar del ancho total la suma de los diámetros de todas los agujeros circulares o alargados (definidos en el Artículo 22.3) en la sucesión considerada y añadiendo para cada espacio entre los agujeros de la sucesión la cantidad. En esta expresión la separación longitudinal medida centro a centro entre dos agujeros consecutivos cualesquiera y medida paralelamente al eje del miembro, se le denomina paso, s . La separación transversal centro a centro entre los mismos dos agujeros, medida perpendicularmente al eje del miembro; se le denomina gramil, g .

En los perfiles L, la separación transversal o gramil, g , entre agujeros que estén situados en lados opuestos será la suma de las separaciones transversales medidas desde el borde exterior del ángulo menos el espesor.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de canal, el metal de aporte de la soldadura no se considera como contribuyente al área neta.

7.3 ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN

El área neta efectiva, A_e , en miembros traccionados se calculará como se indica a continuación:

7.3.1 Cuando la sollicitación de tracción se transmite directamente a todos y cada uno de los elementos de la sección transversal por medio de pernos o soldadura, el área neta efectiva será igual al área neta, es decir, $A_e = A_n$.

7.3.2 Cuando la sollicitación de tracción se transmite por medio de pernos a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área neta efectiva se obtendrá al multiplicar el área A , definida a continuación para cada tipo de conexión, por el factor de reducción del área, ϕ_A , calculado según la fórmula (7-2) o tomando los valores dados para las conexiones soldadas en la Subsección 7.3.2.2:

$$A_e = \phi_A A \quad (7-2)$$

$$\phi_A = 1 - (\bar{x} / L) \leq 0.9 \quad (7-3)$$

En la fórmula (7-3):

L = Longitud de la conexión medida en la dirección de la carga.

\bar{x} = Excentricidad de la conexión.

Cuando se justifiquen por ensayos u otros criterios racionales se permitirán valores mayores del factor de reducción del área, ϕ_A .

7.3.3 Cuando la fuerza de tracción se transmite solamente por medios de pernos, el área será igual al área neta del miembro, es decir, $A = A_n$.

7.3.4 Cuando la fuerza de tracción se transmite solamente por soldaduras transversales, el valor del factor de reducción del área, ϕ_A , se tomará igual a la unidad y el área A será el área de los elementos directamente conectados.

7.3.5 Cuando la sollicitación de tracción se transmite directamente a los miembros solamente por soldaduras longitudinales o por medio de una combinación de soldaduras longitudinales y transversales, el área A será igual al área total del miembro.

7.3.6 Cuando la fuerza de tracción se transmite a una plancha por medio de soldaduras longitudinales a lo largo de ambos bordes del extremo de la misma, el área A se tomará igual al área de la plancha, A_p . La longitud de la soldadura, L , no será menor al ancho de la plancha o separación entre soldaduras, w , es decir, $L \geq w$:

Para	$L \geq 2w$	$\phi_A = 1.00$
Para	$2w > L \geq 1.5w$	$\phi_A = 0.87$
Para	$1.5w > L \geq w$	$\phi_A = 0.75$

Las planchas de empalme, las cartelas y otros elementos de conexión solicitados a tracción se diseñarán en concordancia con la Sección 21.15.1, donde se define su área efectiva.

7.4 ÁREA TOTAL Y ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Excepto las vigas de sección reducidas, tal como se definen en el Apéndice G, o que experimentalmente se demuestre la idoneidad de su comportamiento sismorresistente, no se permitirán cambios abruptos del área de las alas de las vigas donde se espere la formación de rótulas plásticas.

7.4.1 Vigas homogéneas

En general, las vigas laminadas, las vigas soldadas, las vigas armadas, las vigas de alma esbelta y las las vigas con planchas de cubierta, se dimensionarán con la resistencia a flexión de la sección total. No se hará ninguna reducción por concepto de agujeros para pernos en una u otra ala cuando se satisfagan las condiciones de la fórmula (7-4), en caso contrario, las propiedades flexionales de la viga se basarán en el área efectiva del ala en tracción calculada con la fórmula (7-5) y la máxima resistencia a flexión se calculará con el módulo de sección elástico.

$$0.75 F_u A_{fn} \geq 0.9 F_y A_f \quad (7-4)$$

$$A_{fe} = 0.833 (F_u / F_y) A_{fn} \quad (7-5)$$

En estas fórmulas:

A_f = Área total del ala, según el Artículo 7.1.

A_{fn} = Área efectiva del ala.

A_{fe} = Área neta del ala traccionada calculada de acuerdo con el Artículo 7.2.

Como se limita en el Artículo 16.7, el área de la sección transversal de las planchas de cubierta conectadas por medio de pernos no será mayor que el setenta por ciento (70 %) del área total del ala.

7.4.2 Vigas híbridas

Cuando en las vigas armadas la calidad del acero de las alas sea mayor que el del alma, ésta se designará como viga híbrida. Para que una viga pueda considerarse como híbrida, las alas en cualquier sección transversal deberán tener la misma área y ser de la misma calidad de acero.

Las vigas híbridas pueden dimensionarse con el momento de inercia de su sección total, de acuerdo con las disposiciones aplicables del Artículo 17.1, siempre y cuando no requieran resistir una fuerza normal mayor que la resistencia minorada $\phi_b 0.15 A F_{yf}$, donde A es el área de la sección total y F_{yf} es la tensión cedente del acero de las alas. Excepto las limitaciones impuestas en el Apéndice D para el efecto de fatiga, no se impone ninguna otra limitación a las tensiones en el alma producidas por el momento flector aplicado para el cual se diseña la viga híbrida.

CAPÍTULO 8 ESTADOS LÍMITES

8.1 CRITERIOS DE DISEÑO

El objetivo del diseño por el Método de los Estados Límites es mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una dada tipología estructural. Para lograr este objetivo la demanda de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía sobre la estructura, sus miembros y juntas no debe exceder la capacidad de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía de los mismos. En esta Norma se alcanza este objetivo multiplicando las solicitaciones por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplicando las resistencias teóricas por sus factores de minoración para calcular la capacidad. La confiabilidad final de la edificación estará dada entonces por el cabal cumplimiento de esta Norma incluyendo un correcto detallado, fabricación, montaje, inspección y mantenimiento.

Conforme con el Capítulo 3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*, en el proyecto, montaje, construcción y mantenimiento de las estructuras se considerarán todos los estados límites que puedan presentarse durante su montaje o construcción y posterior vida útil. Como mínimo se considerarán:

- (a) El estado límite de agotamiento resistente, relacionado con la seguridad y la capacidad, y que comprende las verificaciones por resistencia, estabilidad, volcamiento, colapso y cualquier otra falla estructural que comprometa la seguridad y la vida.
- (b) El estado límite de servicio, relacionado con la durabilidad y funcionamiento bajo condiciones normales de servicio que puedan afectar el confort de los usuarios, como flechas o deformaciones y contraflechas, vibraciones, fatiga, efectos de temperatura, deslizamiento en las juntas y conexiones, y corrosión.

En el contexto general de esta Norma los términos *resistencia* y *solicitaciones* se aplicarán indistintamente a cualquier estado límite.

8.2 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

La disposición del sistema estructural y las conexiones de sus miembros suministrará una integridad estructural general que permita experimentar eventual daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros miembros o elementos. En general, los requisitos y disposiciones de esta Norma están orientadas a lograr un nivel satisfactorio de integridad estructural, garantizando que los componentes de la estructura tengan suficiente ductilidad para que puedan transferir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso. La consideración de acciones extraordinarias, tales como el impacto de vehículos o explosiones, se hará según los criterios del Artículo 6.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.

8.3 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En el estado límite de agotamiento resistente se verificará que la resistencia minorada (Capacidad) de cada miembro, junta, conexión o componente estructural sea igual o mayor que la solicitaciones mayoradas (Demanda) establecidas en el Capítulo 10.

8.4 DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Toda la estructura y sus miembros individuales, sus juntas y conexiones deben ser comprobados en el estado límite de servicio, conforme a lo establecido en el Artículo 10.4.

La condición de servicio es un estado en el cual la función de una edificación, su aspecto, conservación, durabilidad y la comodidad de sus ocupantes se mantiene bajo uso normal. Los valores límites del comportamiento estructural para asegurar la condición de servicio, tales como flechas máximas, nivel de vibración aceptable, etc., se seleccionarán de acuerdo con la función para la cual se diseña la estructura.

8.4.1 Flechas

Las vigas que soportan pisos y techos se dimensionarán con las debidas consideraciones a las flechas o deformadas producidas por las cargas de utilización previstas durante el montaje, la construcción y posterior usufructo de la edificación para no exceder los valores prefijados en las especificaciones. Véase en el Comentario los valores recomendados como posibles estimadores de las flechas admisibles. Los miembros mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos de los Artículo 28.5, 28.10 y 29.5.

8.4.2 Contraflecha

8.4.2.1 Funcionamiento de instalaciones

Cuando sea necesario suministrar una contraflecha especial a fin de lograr deformaciones compatibles y satisfacer las tolerancias exigidas por el funcionamiento de instalaciones adosadas a los miembros cargados, tales como marcos de ventanas corredizas, las contraflechas requeridas se indicarán explícitamente en los planos de proyecto y en los dibujos de detalles.

8.4.2.2 Vigas y celosías

En general, en las celosías con luces superiores a los 24 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes. En las vigas porta-grúas que tenga luces mayores de 22 metros se recomienda dar una contraflecha aproximadamente igual a la flecha producida por las cargas permanentes más la mitad de las cargas variables.

Donde no se hayan especificado contraflechas, las vigas y celosías se fabricarán de modo que una vez montadas cualquier pequeña curvatura debida al proceso de laminación o fabricación, o al ensamblaje en el taller, sea opuesta a la producida en condiciones de servicio. Cuando la obtención de contraflechas implique forzar algún miembro durante el montaje, esto será señalado en los planos de montaje.

8.4.3 Efectos dinámicos

En el diseño se tomará en cuenta los efectos que las cargas variables que inducen impacto o vibración, o ambos, puedan producir en el confort de sus ocupantes o daños a los objetos contenidos en la edificación.

Especial consideración se dará al diseño de las vigas que soportan pisos con grandes espacios abiertos sin tabiques u otras fuentes de amortiguamiento, donde las vibraciones momentáneas originadas por el tránsito peatonal podrían no ser aceptables.

Deberá investigarse la vibración inducida por la acción dinámica del viento o del sismo en las estructuras inusualmente flexibles o que excedan los valores límites de esbeltez establecidos en las Normas venezolanas COVENIN - MINDUR 2003 *Acciones del Viento sobre las Construcciones* y 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

8.4.3.1 Diseño por fatiga

Los miembros, sus juntas y conexiones sometidos a variaciones repetidas de tensiones (fatiga), se proyectarán, fabricarán y montarán de manera que satisfagan los requisitos especificados en el Apéndice D.

8.4.4 Aguas estancadas

Los techos y las placas o losas apoyadas sobre estructuras de acero, tendrán las pendientes suficientes hacia los puntos de drenaje libre, o poseerán desagües individuales adecuados para evitar la acumulación de aguas de lluvia, tal como se especifica en la Norma COVENIN - MINDUR 3400-98 *Impermeabilización de Edificaciones*. Cuando excepcionalmente éstas superficies no cumplan con las disposiciones del párrafo precedente, se analizará la estabilidad de la estructura bajo la acción de aguas estancadas.

En el diseño de los drenajes y otros detalles de la impermeabilización se tomarán en cuenta los posibles efectos de la humedad sobre la protección contra la corrosión de la estructura.

8.4.5 Deriva

La deriva de las estructuras debida a las acciones del viento o del sismo no deberá perjudicar la estabilidad de la estructura, causar colisiones con estructuras adyacentes ni exceder los valores límites especificados en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

8.4.6 Cambios de temperatura

Se tomarán las debidas precauciones para que las expansiones y contracciones sean compatibles con las condiciones de servicio de la estructura. En el Comentario se suministran algunas sugerencias al respecto.

Para el cálculo de las solicitaciones debidas a los cambios de temperatura, el coeficiente de dilatación térmica lineal del acero tomará el valor dado en la Tabla 5.1.

8.4.7 Protección contra incendios

Las estructuras y sus miembros de acero deberán cumplir con las Normas COVENIN vigentes relativas a la protección contra incendios. Véase el Comentario.

8.4.8 Protección contra la corrosión

Las estructuras y sus miembros de acero deberán protegerse contra la corrosión que pueda menoscabar la resistencia o la condición de servicio de la estructura.

El diseño y los detalles apropiados, tanto estructurales como de la impermeabilización, pueden minimizar los efectos de la corrosión localizada como la que ocurre por agua atrapada, condensación excesiva u otros factores. Generalmente no requieren protección contra la corrosión las superficies interiores de espacios cerrados sellados permanentemente y lejos de cualquier fuente externa de oxígeno.

8.4.9 Deslizamiento en las juntas y conexiones de deslizamiento crítico

El diseño para el estado límite de servicio de las juntas y conexiones de deslizamiento crítico cumplirá con los requisitos del Artículo 22.9.

CAPÍTULO 9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P-Δ

9.1 CRITERIO GENERAL

Las estructuras de acero o mixtas acero – concreto deberán proyectarse de tal forma que se garantice tanto su estabilidad general como la de cada uno de sus miembros y la transmisión completa de las solicitaciones al sistema de fundación.

En el diseño se considerarán los efectos significativos de las cargas sobre la deformada de la estructura o la de sus miembros y elementos individuales según se establece en el Artículo 9.4.

9.2 VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS

En los puntos de apoyos de las vigas y celosías se proporcionará un sistema de fijación para restringir la rotación con respecto a su eje longitudinal (torsión). Los arriostramientos y conexiones de las vigas que resisten momentos torsionales serán adecuados para transferir las reacciones a los apoyos. Especial consideración se dará a la conexión de secciones asimétricas tales como canales, ángulos y zetas.

Los arriostramientos que suministran el soporte lateral a las alas comprimidas de las vigas o al cordón comprimido de las celosías, así como sus conexiones, se diseñarán para resistir en el punto donde lo soporte, una fuerza no menor al uno por ciento (1%) de la fuerza en el ala comprimida o en el cordón, excepto como se requiere en los Artículos 11.4.8.1 y 13.3.2. Adicionalmente se verificarán los requisitos de rigidez del arriostramiento. Especial atención se dará a la probable acumulación de fuerzas en el caso de arriostramientos que deban transferir sus fuerzas a otros arriostramientos.

Donde el soporte lateral sea suministrado por una losa de concreto o un sofito metálico, se verificará además de su capacidad para resistir fuerzas en su plano, la idoneidad del medio de transferencia. A menos que se haga un análisis más riguroso, puede suponerse esta fuerza uniformemente distribuida a lo largo del ala o cordón en compresión y de una magnitud no menor al cinco por ciento (5 %) de la máxima fuerza en el ala o en el cordón.

9.3 DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ARRIOSTRAMIENTOS EN SU PLANO

Cuando el Nivel de Diseño lo autorice, los diafragmas formados por arriostramientos en su plano podrán analizarse y diseñarse como celosías con barras diagonales traccionadas, despreciando las diagonales comprimidas, excepto en el caso de techos livianos no visitables, en los cuales los arriostramientos diagonales deben unirse al piso. Cuando se omitan los requisitos de compresión para las diagonales, se tomará en cuenta en la verificación de la deformabilidad del diafragma..

9.4 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS

9.4.1 Pórticos arriostrados

En celosías y pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, muros estructurales u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva k para los miembros comprimidos se tomará como la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

El sistema de arriostramiento vertical para pórticos arriostrados de múltiples entrepisos será determinado por un análisis estructural que demuestre que es adecuado para prevenir el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volcamiento producidos por la acción del viento o del sismo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10.

Los muros estructurales externos e internos paralelos al plano del arriostramiento, las losas de piso y las cubiertas de techo adecuadamente asegurados a los pórticos estructurales podrán considerarse que funcionan acopladamente con el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de múltiples entrepisos. Las columnas, las vigas y las diagonales, que forman parte del sistema de arriostramiento vertical, pueden modelarse a los efectos del análisis de pandeo de los pórticos y de inestabilidad lateral como una celosía simplemente conectada en voladizo vertical. En el análisis de estabilidad lateral deberá incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical. En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza normal en los miembros debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.85 \phi_c A F_y$.

Las vigas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de los pórticos de múltiples entrepisos deberán diseñarse para la carga normal y el momento causados por las cargas horizontales y verticales mayoradas.

9.4.2 Pórticos no arriostrados

Donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas rígidamente conectadas, el factor de longitud efectiva k de los miembros comprimidos se determinará por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizantes de las cargas verticales sobre las columnas simplemente conectadas a los pórticos y que no suministran resistencia a las cargas laterales deberán ser incluidas en el diseño de las columnas del pórtico. Se permitirán reducciones de las rigideces debido a inelásticidad en las columnas.

El análisis de las solicitaciones mayoradas en los pórticos de varios entrepisos deberá incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en el Artículo 10.3.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza normal en las columnas debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá $0.75 \phi_c A F_y$.

9.4.3 Arriostramientos

Los pórticos cuya estabilidad lateral dependa de arriostramientos diagonales, muros estructurales o medios equivalentes, deberán satisfacer los requisitos mínimos de resistencia y rigidez contemplada en esta Sección, tomando en cuenta las fuerzas laterales y derivas producidas por las solicitaciones laterales debidas a sismo, viento o cualquier otra fuente. Las demandas de resistencia y rigidez aquí definidas podrán ser sustituida por una análisis de segundo orden que incluya el desplomado inicial de la estructura.

Resistencia a los cortes mayorados del piso o panel de arriostramiento:

$$N_{br} = 0.004 \sum N_u \quad (9.1)$$

Rigidez al corte del piso o panel de arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2 \sum N_u}{\phi L} \quad (9.2)$$

donde

$\sum N_u$ = Sumatoria de las fuerzas normales en el piso o panel de arriostramiento soportado por los arriostramientos.

L = Altura de entrepiso o espacio del panel.

ϕ = 0.75

Los requisitos mínimos de los arriostramientos de columnas y vigas, se dan en los Capítulos 15 y 16, respectivamente.

9.5 EFECTOS P-Δ o EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En el diseño de las estructuras aporticadas se considerarán los efectos P-Δ o de segundo orden. En las estructuras diseñadas mediante un análisis plástico, los momentos mayorados, M_u , se determinará por medio de un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos del Artículo 9.4. En las estructuras diseñadas mediante un análisis elástico, el momento mayorado M_u en las columnas, viga-columnas, conexiones y miembros conectados se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o utilizando el procedimiento aproximado que se describe a continuación.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (9-3)$$

con

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{e1})} \geq 1 \quad (9-4)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum N_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right)} \quad (9-5)$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{e2}} \right)} \quad (9-6)$$

donde

$$N_{e1} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (9-7)$$

$$N_{e2} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (9-8)$$

En las fórmulas (9-5) y (9-6):

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

En las fórmulas anteriores:

C_m = Coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, y cuyo valor se tomará como se indica a continuación:

- (a) Para miembros comprimidos que no están solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2) \quad (9-9)$$

donde M_1 / M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración M_1 / M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

- (b) Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse mediante análisis. En lugar de este análisis, pueden utilizarse los siguientes valores:

Para miembros solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre sus apoyos, $C_m = 1.0$.

Para miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos, $C_m = 0.85$.

L = Altura de entrepiso.

M_{nt} = Momento mayorado en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

M_{lt} = Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.

N_{e1} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-5) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico arriostrado, de acuerdo con la Sección 9.4.1.

N_{e2} = Carga normal de pandeo elástico calculada según la fórmula de Euler (9-6) con el factor de longitud efectiva en el plano de flexión, k , considerando el pórtico no arriostrado, de acuerdo con la Sección 9.4.2.

N_u = Solicitación mayorada de compresión normal.

Δ_{oh} = Desplazamiento lateral del entrepiso bajo consideración. Cuando estos desplazamientos son debidos a la acción sísmica, se calcularán conforme al Capítulo 10 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

ΣH = Suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral Δ_{oh} .

ΣN_u = Suma de todas las solicitaciones mayoradas de compresión normal en las columnas del entrepiso.

λ_c = Parámetro de esbeltez de miembros comprimidos, definido en el Capítulo 15.

CAPÍTULO 10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES

10.1 ALCANCE

Las estructuras de acero y las estructuras mixtas de acero - concreto estructural, sus miembros, juntas y conexiones, y el sistema de fundación deben diseñarse para que tengan la resistencia, la rigidez, la estabilidad y la tenacidad exigidas para los Estados Límites establecidos en el Capítulo 8 para las acciones, las hipótesis y combinaciones de solicitaciones definidas en el presente Capítulo. Las hipótesis y requisitos del proyecto y la construcción sismorresistentes de esta Norma se fundamentan en las solicitaciones que resultan de los movimientos sísmicos especificados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

10.2 ACCIONES

Se considerarán las siguientes acciones:

- CP Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura de acero o de acero - concreto y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella, así como de otras cargas o deformaciones de carácter invariable en el tiempo. Están definidas en el Capítulo 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002 Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- CV Acciones variables debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y el equipamiento que puede cambiar de sitio. Están definidas en el Capítulo 5 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.
- CV_t Acciones variables en techos y cubiertas, definidas la Sección 5.2.4 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002.
- W Acciones accidentales debidas al viento, según la Norma COVENIN - MINDUR 2003 *Acciones del Viento sobre las Construcciones*.
- S Acciones accidentales debidas al sismo, según la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

Cuando sean importantes, también se considerarán las siguientes acciones:

- CE Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo según se definen en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN - MINDUR 2002.
- CF Acciones debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso unitario, presión y máxima variación en altura, según se define en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002.
- CT Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o combinaciones de estas acciones, según se definen en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN- MINDUR 2002.

10.3 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, así como su sistema de fundación, se determinarán de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más solicitaciones no están actuando, por lo que todas las combinaciones indicadas a continuación deben ser investigadas, igualmente se investigarán las cargas de magnitud inferior a las máximas especificadas pero que actúan con un gran número de ciclos. Cuando la solicitación pueda cambiar de dirección, se tendrá en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando adecuadamente sus signos:

$$1.4 \text{ CP} \quad (10-1)$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CV} + 0.5 \text{ CV}_t \quad (10-2)$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CV}_t + (0.5 \text{ CV o } 0.8 \text{ W}) \quad (10-3)$$

$$1.2 \text{ CP} + 1.3 \text{ W} + 0.5 \text{ CV} + 0.5 \text{ CV}_t \quad (10-4)$$

$$0.9 \text{ CP} \pm 1.3 \text{ W} \quad (10-5)$$

$$1.2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} \pm \text{S} \quad (10-6)$$

$$0.9 \text{ CP} \pm \text{S} \quad (10-7)$$

El factor de mayoración de la Carga Variable CV en las combinaciones (10-3), (10-4), (10-6) y (10-9) será igual a 1.0 en los garages, las áreas destinadas a concentraciones públicas, y en todas aquellas áreas donde la carga variable sea mayor que 500 kgf/m² o en todos los casos en que el porcentaje de las acciones variables sea mayor del 25 %, como se establece en el Capítulo 7 de la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. En las combinaciones (10-6) y (10-9), el factor γ corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación de acuerdo con el Artículo 7.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

Conforme al Artículo 8.6 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 se deberán incluir los efectos ortogonales de la acción sísmica, excepto en el caso contemplado en la Sección 10.3.1.

En los voladizos horizontales en los que S no incorpore los efectos de la componente sísmica vertical, se utilizarán las combinaciones establecidas en la Subsección 7.3.2.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

Cuando los efectos estructurales de otras acciones sean importantes, sus solicitaciones se incorporarán mediante la siguiente combinación:

$$1.2 (CP + CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_i \quad (10-8)$$

En el Artículo 29.5 se suministran las hipótesis y combinaciones de solicitaciones usadas en el proyecto de las losas mixtas acero - concreto.

De común acuerdo con el suplidor de las grúas y otros equipos móviles, el ingeniero estructural establecerá las hipótesis y las combinaciones de solicitaciones bajo las cuales se diseñarán las vigas y otros miembros soportes de tales equipos, para que sean capaces de resistir cualquier fuerza lateral que estos produzcan.

10.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

Cuando sea exigido por esta Norma, las solicitaciones mayoradas se calcularán con las combinaciones (10-9) y (10-10). Los miembros sometidos a estas solicitaciones y en los cuales se espere incursiones inelásticas cumplirán con lo dispuesto en la Sección 5.2.1. Cuando se utilicen las combinaciones de solicitaciones que incluyan $\Omega_o S_H$, no será necesario incluir los efectos ortogonales de las componentes sísmicas.

$$1.2 CP + \gamma CV \pm \Omega_o S_H \quad (10-9)$$

$$0.9 CP \pm \Omega_o S_H \quad (10-10)$$

en donde

S_{II} = Componente horizontal de la acción sísmica.

Ω_o = Factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente a sismos, dado en la Tabla 10.1.

El factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente a sismos, Ω_o , tanto para las estructuras de acero como para las estructuras mixtas acero – concreto que cumplan con los requisitos sismorresistentes de la presente Norma, serán los siguientes:

Todos los sistemas aporticados, $\Omega_o = 3$

Pórticos con diagonales excéntricas y sistemas con muros estructurales, $\Omega_o = 2.5$

Todos los otros sistemas que cumplen con los requisitos de las Parte 2 y 5, $\Omega_o = 2$

10.4 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para la verificación del estado límite de servicio se formularán las hipótesis de solicitaciones adecuadas para seleccionar el efecto más desfavorable bajo las condiciones previstas de utilización.

En el diseño o en la verificación del estado límite de servicio se considerarán independientemente las solicitaciones más desfavorables de las acciones debidas al viento o al sismo.

10.5 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

Véanse las *Disposiciones Transitorias*.

PARTE 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

11.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para cada Nivel de Diseño de los pórticos de acero solos o en combinación con pórticos arriostrados que forman parte del sistema resistente a sismos.

11.2 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

11.2.1 Conexiones viga – columna

Las conexiones viga – columna se harán con pernos de alta resistencia o soldadura. Las conexiones podrán ser conexiones Tipo TR, conexiones rígidas, o Tipo PR, conexiones semirrígidas, que cumplen respectivamente con los requisitos de las Secciones 11.2.2 y 11.2.3.

11.2.2 Conexiones rígidas

Las conexiones viga – columna que forma parte del sistema resistente a sismos se diseñarán para un momento flector M_u igual o mayor que $1.1 R_y M_p$ el momento de la viga o el máximo momento que puede ser transmitido por el sistema, cualquiera que sea el menor.

En las conexiones con juntas de alas soldadas, se eliminarán las pletinas de respaldo y de extensión, y la soldadura se reparará incluyendo el uso de un filete de soldadura como refuerzo, excepto que en el ala superior se permitirá dejar la pletina de respaldo si está fijada en su borde inferior al ala de la columna por medio de un filete continuo de soldadura. No se utilizará soldadura de ranura de penetración parcial o soldaduras de filete para resistir las fuerzas de tracción en las conexiones.

Alternativamente, el diseño de todas las juntas viga – columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas, realizados y calificados según el Apéndice F, y que hayan demostrado que tienen al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.01 radianes. Los resultados experimentales consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas basados en el procedimiento descrito en la Subsección 11.4.4.1.

11.2.3 Conexiones semirrígidas

Se autorizará el uso de las conexiones semirrígidas descritas en el Artículo 3.4, cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia minorada de la conexión satisface los requisitos del Artículo 11.2.
2. La resistencia teórica a flexión de la conexión es igual o mayor que la mitad del momento plástico de las vigas o columnas conectadas, cualquiera que sea el menor.
3. La conexión ha demostrado en ensayos bajo cargas cíclicas que tiene una adecuada capacidad de rotación para la deriva del entrepiso calculada conforme a los requisitos de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.
4. En el diseño se ha considerado la rigidez y la resistencia de las conexiones semirrígidas, incluyendo los efectos sobre la estabilidad del conjunto de la edificación.

11.2.4 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

En las conexiones totalmente restringidas viga – columna, Tipo TR, la fuerza cortante mayorada, V_u , se determinará para la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ γ CV más el corte que resulta del momento mayorado M_u definido en la Sección 11.2.2.

En las conexiones parcialmente restringidas, Tipo PR, la fuerza cortante mayorada, V_u , se obtendrá usando la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ γ CV más el corte que resulta del máximo momento en el extremo de la viga que la conexión semirrígida sea capaz de resistir.

El factor γ que afecta a las acciones variables CV corresponde al porcentaje de las mismas utilizado en la determinación del peso total de la edificación, según el Artículo 7.1 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98.

11.2.5 Planchas de continuidad

En las conexiones totalmente restringidas, Tipo TR, ejecutadas por medio de soldadura directa de las alas de las vigas o de las planchas de conexión a las alas de las columnas, se colocarán planchas de continuidad para transmitir las fuerzas de las alas de las vigas al alma o almas de la columna. El espesor de las planchas de continuidad será como mínimo el espesor del ala de la viga o de la plancha de conexión del ala de la viga. Las juntas de las planchas de continuidad a las alas de la columna se harán con soldadura de ranura de penetración completa, o con soldaduras de ranura de penetración parcial por ambas caras de la plancha combinada con refuerzos de soldadura de filete, o con soldadura de filete en ambas caras de las planchas. La resistencia minorada de las soldaduras será al menos igual a la resistencia minorada del área de contacto de la plancha con el ala de la columna. La conexión de la plancha de continuidad al alma de la columna tendrá una resistencia minorada al corte igual al menor valor entre los siguientes:

1. La suma de las resistencias minoradas en las conexiones de la plancha a las alas de la columna.
2. La resistencia minorada al corte del área de contacto de la plancha con el alma de la columna.
3. La resistencia minorada de la soldadura requerida para desarrollar la resistencia minorada al corte de la zona del panel de la columna.
4. La fuerza transmitida por las planchas de continuidad.

Las planchas de continuidad podrán ser obviadas únicamente cuando se demuestre experimentalmente que la conexión tiene la capacidad de rotación inelástica exigida en la Sección 11.2.2 sin ellas.

11.3 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND2 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas moderadas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos del presente Artículo serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo sean por la cedencia de los miembros del pórtico cuando se usen conexiones de momento, Tipo TR, o por la cedencia de los elementos de las conexiones cuando se utilicen conexiones semirrígidas, Tipo PR.

Los pórticos con Nivel de Diseño ND2 cumplirán con todos los requisitos establecidos en el Artículo 11.4 para el Nivel de Diseño ND3, excepto las modificaciones que se indican a continuación:

11.3.1 Relaciones ancho / espesor

Las vigas y columnas cumplirán con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , de la Tabla 4.1. Cuando el valor de la fórmula (11-3) sea igual o menor que 1.25, las columnas cumplirán con el valor límite ancho / espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

11.3.2 Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de $0.12 (E / F_y) r_y$. Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

11.3.3 Conexiones y juntas viga – columna

El diseño de todas las juntas viga – columna y conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F y

que hayan demostrado que tiene al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.02 radianes. Los resultados experimentales consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen los requisitos del Artículo 11.4.

Los resultados experimentales deberán demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, es al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica (Véase el Apéndice F), salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

1. Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma, o cuando en las conexiones que incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
2. Cuando se demuestre mediante un análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto P- Δ , que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida en el Artículo 11.3.

11.4 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

11.4.1 Relaciones ancho / espesor

Las vigas cumplirán con los valores límites ancho/ espesor de las para secciones para diseño plástico, λ_{pd} , y las columnas con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , establecidos en la Tabla 4.1. Cuando el valor de la fórmula (11-3) sea igual o menor que 1.25, las columnas cumplirán con el valor límite ancho/espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

11.4.2 Área de las alas de las vigas

En las regiones de formación de rótulas plásticas no se permitirán cambios abruptos en el área de las vigas. Se permitirá el taladrado o recorte de las alas de las vigas cuando experimentalmente se demuestre que la sección resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables que satisfacen los requisitos de la Subsección 11.4.4.2. Las vigas de sección reducida, tal como se definen en el Apéndice G, satisfarán los requisitos de capacidad del Artículo 11.4.

11.4.3 Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de $0.084 (E/F_y) r_y$. Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios

de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

En las vigas de sección reducida, la colocación de los arriostramientos laterales será consistente con los usados durante los ensayos realizados según el Apéndice F. Los arriostramientos laterales adyacentes a la zona de sección reducida cumplirán con los requisitos que se exigen a los arriostramientos de la viga eslabón en la Sección 13.2.4.

11.4.4 Conexiones y Juntas viga – columna

11.4.4.1 El diseño de todas las juntas viga – columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice F y que hayan demostrado que tiene al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes. Los resultados experimentales calificados consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen uno de los siguientes requisitos:

Ensayos realizados específicamente para el proyecto y representativo de las dimensiones de los miembros, resistencia de los materiales, configuraciones de las conexiones, y compatibilidad de los procesos de conexión a ser utilizados en el proyecto.

1. Ensayos reportados en investigaciones o ensayos documentados de otros proyectos, equiparables a las condiciones del proyecto.

La interpolación o extrapolación de los resultados experimentales para miembros de dimensiones diferentes a los ensayados deberán justificarse mediante un análisis que demuestre que la distribución de las tensiones y la magnitud de las tensiones internas son consistentes con la de los especímenes ensayados, y que se han tomado en cuenta los efectos potencialmente adversos de mayor escala, espesor de soldadura y variación en las propiedades de los materiales. La extrapolación de los resultados experimentales se limitarán a combinaciones de miembros de dimensiones similares.

Las conexiones diseñadas con base en los resultados experimentales, se fabricarán y construirán usando los materiales, configuraciones, procesos, controles y aseguramiento de la calidad lo más semejantemente posible a los usados en los ensayos. Los controles y métodos de aseguramiento de la calidad cumplirán como mínimo con los requisitos del Capítulo 32. Cuando el valor de la tensión de cedencia mínima especificada, F_y , determinado experimentalmente en las vigas sea inferior en un quince por ciento (15%) al valor de la tensión cedente esperada, F_{ye} , no se utilizarán los resultados experimentales para calificar el ensayo. De igual manera no se calificará el ensayo cuando F_y determinado experimentalmente en las columnas y los elementos de conexión presente una variación, por exceso o por defecto, mayor del quince por ciento (15%) con respecto al valor de la tensión cedente esperada, F_{ye} .

11.4.4.2 Los resultados experimentales deberán demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, es al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica (Véase el Apéndice F), salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

- 1) Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma, o cuando en las conexiones que incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
- 2) Cuando se demuestre mediante análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto $P-\Delta$, que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse las conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida en la Sección 11.4.

11.4.4.3 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

La fuerza cortante mayorada, V_u , en una conexión viga – columna se determinará usando la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ γ CV más el corte que resulta de aplicar momentos de sentidos opuestos en los extremos de la viga, iguales a $1.1 R_y F_y Z$. El factor γ que afecta a las acciones variables CV corresponde al porcentaje de las mismas utilizado en la determinación del peso total de la edificación, según el Artículo 7.1 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98. Alternativamente, podrá justificarse mediante análisis estructural el uso de un valor menor para V_u . El corte mayorado, V_u , no excederá el corte que resulta de la combinación de solicitaciones (10-9).

11.4.5 Zona del panel en conexiones viga – columna

En la zona del panel de las conexiones viga - columna, cuyas respectivas almas son paralelas, se tendrán en cuenta los siguientes requisitos:

(a) Fuerza cortante

La fuerza cortante mayorada, V_u , en la zona de panel, se calculará aplicando las combinaciones de solicitaciones (10-9) y (10-10) a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con $0.8 \sum M_{pb}^*$ de las vigas conectadas a las alas de la columna.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, $\phi_v R_v$, se determinará con $\phi_v = 0.75$ y la fórmula, según corresponda:

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (20-11)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$, la resistencia teórica R_v se calculará con la fórmula (20-12):

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (20-12)$$

En estas fórmulas

F_y = Resistencia especificada a la cedencia del acero en la zona de panel.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura total de la viga.

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_p = Espesor total de la zona de panel, incluidas las planchas adosadas.

(b) Espesor de la zona de panel

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (11-1)$$

donde:

d_z = La altura de la zona de panel entre las planchas de continuidad.

t = Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

w_z = El ancho de la zona de panel entre las alas de la columna.

Alternativamente, cuando se prevenga el pandeo local del alma de la columna y las planchas adosadas por medio de soldaduras de tapón entre ellas, el espesor total de la zona del panel cumplirá con la fórmula (11-1).

(c) Planchas adosadas en la zona de panel

Las planchas adosadas se soldarán a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa o soldadura de filete capaces de desarrollar la resistencia minorada a corte del espesor total de las planchas adosadas. Cuando las planchas adosadas se coloquen contra el alma de la columna, se soldarán a todo lo ancho de la plancha en sus bordes superior e inferior para desarrollar proporcionalmente el total de las fuerzas transmitidas por la plancha adosada. Cuando las planchas adosadas se coloquen alejadas del alma de la columna, se colocarán simétricamente en par y soldadas a las planchas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que se transmite a las planchas adosadas.

11.4.6 Planchas de continuidad

Las planchas de continuidad a usar serán equiparables a las usadas en las conexiones ensayadas.

11.4.7 Relación de momentos en los nodos

En los nodos de los sistemas resistentes a sismo se cumplirá con la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (11-2)$$

donde

$\sum M_{pc}^*$ = La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - N_{uc}/A)$ Donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.

$\sum M_{pb}^*$ = Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna. Alternativamente, se permite tomar $\sum M_{pb}^*$ de los resultados de ensayos que satisfagan los requisitos de la Subsección 11.4.4.1 o por análisis basado en los resultados de ensayos. En las conexiones con vigas de sección reducida, se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$, donde Z es el menor módulo de sección plástico de la viga de sección reducida.

En la fórmula (11-2) las variables tiene el siguiente significado:

A = Área de la columna, cm^2 .

F_{yc} = Tensión cedente mínima especificada del acero de la columna, kgf/cm^2 .

N_{uc} = Solicitación mayorada de compresión normal de la columna (un número positivo), kgf .

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna, cm^3 .

Los requisitos de esta Sección no se aplicarán en cualquiera de los casos cubiertos por las Subsecciones 11.4.7.1 y 11.4.7.2, siempre que las columnas cumplan con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2.

11.4.7.1 Columnas sometidas a $N_{uc} < 0.3 A F_{yc}$ para todas las combinaciones de solicitaciones diferentes a las (10-9) y (10-10) que se encuentren en las siguientes situaciones:

1. Columnas de edificaciones de un piso o del último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos.
2. Columnas donde:
 - (1) La suma de las resistencias minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del veinte por ciento (20%) de la demanda por corte en el entrepiso; y
 - (2) La suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor que el treinta y tres por ciento (33%) de la solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columnas o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del diez por ciento (10%) de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

11.4.7.2 En cualquier entrepiso donde la relación resistencia minorada / solicitaciones mayoradas de corte sea mayor que el cincuenta por ciento (50%) del entrepiso superior contiguo.

11.4.8 Arriostramiento lateral de las conexiones viga - columna

11.4.8.1 Conexiones viga – columnas arriostradas lateralmente

1. En las conexión viga - columna las alas de la columna se arriostrarán lateral solamente en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestra que fuera de la zona del panel, la columna permanece elástica bajo cualquiera de las siguientes condiciones:
 - (a) La relación calculada con la fórmula (11-2) es mayor que 1.25.
 - (b) La columna permanece elástica bajo la hipótesis de sollicitación (10-9).
2. Cuando no se pueda demostrar que fuera de la zona del panel una columna permanece elástica, se aplicarán las siguientes disposiciones:
 - (a) Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
 - (b) El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una sollicitación mayorada igual al dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica del ala de la viga ($F_y b_f t_f$).

- (c) Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

11.4.8.2 Conexiones viga – columna no arriostradas lateralmente

Las columnas con conexiones viga- columna sin soporte lateral en la dirección transversal al del pórtico sísmico, se diseñarán utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con el Capítulo 15, excepto que:

1. La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para la hipótesis de sollicitación (10-6), siendo la acción sísmica S el menor valor entre:
 - (a) La fuerza sísmica amplificada $\Omega_0 S_H$, donde S_H representa componente horizontal de la acción sísmica S .
 - (b) Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.
2. Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.
3. En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento causado por la fuerza en el ala de la viga, como se especifica en el párrafo 2(b) de la Sección 11.4.8.1, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

11.5.1 Criterio sismorresistente

Los pórticos de acero resistentes a momento con vigas de celosía que forman parte del sistema resistente a sismos se diseñarán, inspeccionarán y construirán con el Nivel de Diseño ND3, de manera que sometidos a las acciones sísmicas la cedencia ocurra en segmentos especialmente diseñados de las vigas de celosía. Las columnas y los tramos de la celosía fuera de los segmentos especiales se diseñarán para que permanezcan elásticos bajo las fuerzas que genera la cedencia total y la deformación por endurecimiento del segmento especial.

La altura total de las vigas de celosía se limitará a no más de 1.80 m. y luces de hasta 20 m.

11.5.2 Relación ancho/ espesor de los miembros de la celosía

En el segmento especial el alma de los miembros diagonales será de barras planas, con una relación ancho / espesor no mayor de 2.5.

En los miembros de los cordones la relación ancho / espesor no excederá los valores límites de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , dados en la Tabla 4.1. La relación ancho/espesor de los ángulos, alas y almas de perfiles T utilizados como miembros de los cordones en el segmento especial no excederá de $0.30\sqrt{E/F_y}$.

11.5.3 Arriostramiento lateral

Ambos cordones de la celosía estarán arriostrados lateralmente en los extremos de los segmentos especiales y a lo largo de toda su longitud a intervalos que no excederán el valor de L_p calculado con la fórmula dada en el Artículo 16.2.

En los extremos y dentro del segmento especial cada arriostramiento lateral se diseñará para tener una resistencia minorada de al menos el cinco por ciento (5 %) de la resistencia teórica a compresión normal N_{nc} , del miembro del cordón del segmento especial.

Fuera del segmento especial los arriostramientos laterales tendrán una resistencia minorada de al menos el dos y medio por ciento (2.5 %) de la resistencia teórica a compresión normal, N_{tc} , del miembro del cordón adyacente más largo.

11.5.4 Segmento especial

11.5.4.1 Localización y dimensiones

Cada celosía horizontal que forme parte de un pórtico resistente a momentos deberá tener un segmento especial centrado en el punto medio de su luz, y de longitud $0.1L$ a $0.5L$, siendo L la luz de la celosía. En cualquier panel de este segmento especial se limitará su relación largo / alto a un máximo de 1.50 y un mínimo de 0.67.

11.5.4.2 Configuración del segmento especial

Todos los paneles dentro del segmento especial podrán estar configurados por arriostramientos concéntricos dispuestos en X o como viga Vierendeel, pero no una combinación de estas configuraciones.

11.5.4.3 Miembros diagonales

Los miembros diagonales utilizados en el segmento especial se dispondrán en equis (X) separadas por miembros verticales. Las diagonales se interconectarán en el punto donde se crucen. La interconexión se diseñará para tener una resistencia minorada no menor a 0.25 veces la resistencia teórica a tracción del miembro diagonal.

Las fuerzas normales en los miembros diagonales dentro del segmento especial, debida a las solicitaciones mayoradas debidas a acciones permanentes y variables, no excederán de $0.03 A F_y$.

11.5.4.4 Resistencia teórica de los miembros del segmento especial

En el estado límite de cedencia total, el segmento especial deberá desarrollar su resistencia teórica al corte vertical a través de la resistencia teórica a flexión de los miembros de los cordones y de la resistencia a cargas normales de tracción y compresión de los miembros diagonales que constituyen el alma.

Los miembros de los cordones superior e inferior se fabricarán con idénticas secciones, de manera que en el estado de cedencia total resistan por lo menos el veinticinco por ciento (25 %) de la sollicitación mayorada de corte vertical. La resistencia minorada a carga normal en los cordones no excederá $0.45 \phi F_y A$, con $\phi = 0.90$.

En cualquier panel del segmento especial los miembros diagonales se fabricarán con idénticas secciones. En este segmento especial las conexiones en los extremos de las diagonales tendrán una resistencia minorada al menos igual a la resistencia teórica a tracción normal de los miembros del alma calculada como $R_y F_y A$.

11.5.4.5 Conexiones y empalmes en el segmento especial

En los miembros que constituyen el alma del segmento especial no se utilizarán conexiones empernadas. Tampoco se permitirán empalmes en los miembros de los cordones dentro del segmento especial ni dentro de una longitud igual a la mitad de la longitud del panel, medida a partir de los extremos del segmento especial.

11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

La resistencia minorada de todos los miembros y conexiones de un pórtico de momento con vigas de celosía, excepto los pertenecientes al segmento especial, será capaz de tomar las sollicitaciones mayoradas de las combinaciones (10-6) y (10-7) y las fuerzas laterales necesarias para desarrollar la resistencia nominal al corte esperado en todos los segmentos especiales, V_{te} , calculado con la formula (11-3).

$$V_{te} = \frac{3.75 R_y M_{tc}}{L_s} + 0.075EI \left(\frac{L - L_s}{L_s^3} \right) + R_y (N_{tt} + 0.3 N_{tc}) \sin \alpha \quad (11-3)$$

donde

R_y = Factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada, definido en la Sección 5.2.2.

M_{tc} = Resistencia teórica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial.

EI = Rigidez elástica a flexión del miembro del cordón en el segmento especial.

L = Luz de la viga de celosía.

L_s = Longitud del segmento especial.

N_{tt} = Resistencia teórica a tracción de los miembros diagonales en el segmento especial.

N_{tc} = Resistencia teórica a compresión de los miembros diagonales en el segmento especial.

α = Ángulo del miembro diagonal con respecto al plano horizontal.

CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

12.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para los Niveles de Diseño ND1 y ND3 de los pórticos de acero arriostrados con diagonales concéntricas, dispuestas en X, V o V invertida, que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismos.

12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Se espera que los miembros y conexiones de los pórticos de acero de acero arriostrados con diagonales concéntricas proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9.

Los pórticos con Nivel de Diseño ND1 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo, excepto los pórticos concéntricos destinados a las estructuras de techo y las edificaciones de hasta dos entresijos o de menor altura siempre y cuando sus miembros, juntas y conexiones se diseñen, detallen, inspeccionen y construyan para satisfacer las solicitaciones mayoradas de las combinaciones sismorresistentes (10-9) y (10-10).

12.2.1 Arriostramientos

12.2.1.1 Relación ancho / espesor

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1. Los arriostramientos serán de sección compacta o no compacta, pero no esbelta.

En los perfiles angulares la relación ancho/ espesor no excederá de $0.30\sqrt{E/F_y}$.

12.2.1.2 Relación de esbeltez

Los arriostramientos tendrán una relación de esbeltez $kL/r \leq 4.17\sqrt{E/F_y}$ excepto en las estructuras de baja altura contempladas en el Artículo 12.2.

12.2.1.3 Resistencia a compresión

La compresión normal mayorada N_u en los arriostramientos no excederá de $0.8 \phi_c N_t$.

12.2.1.4 Distribución de las fuerzas laterales

Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70 %), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t , de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la solicitación mayorada N_u que resulta al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10 %) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

12.2.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno y se usarán no menos de dos igualmente espaciadas a lo largo del eje del miembro. La primera plancha, empernada o soldada, localizada a cada lado de la mitad de la longitud del arriostramiento compuesto se diseñará para transmitir al componente adyacente una fuerza igual al cincuenta por ciento (50 %) de la resistencia teórica del otro componente.

12.2.2 Conexiones de los arriostramientos

12.2.2.1 Solicitaciones mayoradas

La solicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga- columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:

- La resistencia teórica a tracción normal del arriostramiento, calculada como $R_y F_y A$.
- La fuerza en el arriostramiento obtenida al aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-9) y (10-10).
- La fuerza máxima obtenida del análisis estructural que el sistema puede transferir al arriostramiento.

12.2.2.2 Resistencia minorada a tracción

La resistencia minorada a tracción de los arriostramientos y sus conexiones basada en los estados límites de fractura en la sección neta y de ruptura por bloque de corte, como se especifica en el Capítulo 14, será al menos igual a la solicitación mayorada calculada según la Subsección 12.2.2.1.

12.2.2.3 Resistencia minorada a flexión

En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1 R_y M_p$.

Excepcionalmente se permitirá el uso de las conexiones del arriostramiento que cumplen con los requisitos de la Sección 12.2.2.2, que puedan acomodarse a las rotaciones inelásticas asociadas con las deformaciones de post-pandeo del arriostramiento, y tengan una resistencia minorada al menos igual a la resistencia teórica a compresión del arriostramiento, calculada como $A F_{cr}$.

12.2.2.4 Cartelas

En el diseño de las cartelas de la conexión se considerará el pandeo local.

12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V o en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación:

1. La resistente minorada de los arriostramientos será al menos 1.5 veces la sollicitación mayorada resultante de aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-6) y (10-7).
2. La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas.
3. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presente los arriostramientos.
4. En el punto de intersección de los arriostramientos, cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0 %) de su resistencia teórica calculada como $F_y b_f t_f$.

12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con todos los requisitos de este Artículo.

12.3.1 Arriostramientos**12.3.1.1 Relación ancho / espesor**

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de los arriostramientos formados por perfiles I o canales U cumplirán con los valores dados en la Tabla 4.1 para las secciones plásticas. En los perfiles angulares la relación ancho/ espesor no excederá de $0.30 \sqrt{E / F_y}$.

12.3.1.2 Relación de esbeltez

Los arriostramientos tendrán una relación de esbeltez $kL / r \leq 5.78 \sqrt{E / F_y}$.

12.3.1.3 Resistencia a compresión

La compresión normal mayorada N_u en los arriostramientos no excederá de $\phi_c N_t$.

12.3.1.4 Distribución de las fuerzas laterales

Los arriostramientos diagonales se dispondrán a lo largo de cualquiera línea de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un treinta por ciento (30%), pero no más del setenta por ciento (70 %), de la fuerza horizontal total, sea resistida por las diagonales traccionadas, a menos que la resistencia teórica N_t , de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la sollicitación mayorada que resulta al aplicar las combinaciones de sollicitaciones (10-9) o (10-10). Con este fin se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de un diez por ciento (10 %) de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

12.3.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

En todos los arriostramientos compuestos se colocarán planchas de relleno uniformemente espaciadas a lo largo del eje del miembro, pero nunca menos de dos (2). La separación entre las planchas de rellenos será a intervalos tales que la relación de esbeltez L/r de cada perfil individual entre los medios de unión no exceda 0.4 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto. No se colocarán planchas de relleno empernadas dentro de un segmento de longitud $0.25 L$, centrado en el punto medio de la longitud libre del arriostramiento, L .

La suma de las resistencias minoradas a corte de las planchas de relleno será al menos igual a la resistencias minoradas a tracción de cada componente.

Excepcionalmente, donde se pueda demostrar que el pandeo de los arriostramientos no producirá fuerzas cortantes en las planchas de relleno, su separación será tal que la relación de esbeltez, L/r , de los perfiles individuales entre las conexiones de las planchas de relleno no exceda 0.75 veces la relación de esbeltez que controla el diseño de todo el miembro compuesto.

12.3.2 Conexiones de los arriostramientos

12.3.2.1 Sollicitaciones mayoradas

La sollicitación en las conexiones de los arriostramientos, incluyendo las uniones viga- columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:

- a. La resistencia teórica a tracción normal del arriostramiento, calculada como $R_y F_y A$.
- b. La fuerza máxima, obtenida del análisis estructural, que el sistema puede transferir al arriostramiento.

12.3.2.2 Resistencia a tracción

La resistencia minorada a tracción de los arriostramientos y sus conexiones basada en los estados límites de fractura en la sección neta y de ruptura por bloque de corte, como se especifica en el Capítulo 14, será al menos igual a la sollicitación mayorada calculada según la Subsección 12.3.2.1.

12.3.2.3 Resistencia a flexión

En la dirección en que el análisis indique que puede ocurrir el pandeo del arriostramiento, la resistencia minorada a flexión de la conexión será igual o mayor que la flexión esperada del arriostramiento alrededor del eje crítico de pandeo, calculada como $1.1R_y M_p$.

Excepcionalmente se permitirá el uso de las conexiones del arriostramiento que cumplen con los requisitos de la Sección 12.3.2.2, puedan acomodarse a las rotaciones inelásticas asociadas con las deformaciones de post-pandeo del arriostramiento, y tengan al menos una resistencia minorada igual a la resistencia teórica a compresión del arriostramiento, calculada con $A F_{cr}$.

12.3.2.4 Cartelas

El diseño de las cartelas de la conexión considerará el pandeo local.

12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos en V o en V invertida cumplirán con los requisitos que se enumeran a continuación. Excepcionalmente, los requisitos 2 y 3 no se aplicarán en edificaciones de un piso, en los penthouses o el último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos:

1. La viga intersectada por los arriostramientos se considerará continua entre las columnas.
2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las combinaciones de solicitaciones (10-1) a (10-3), suponiendo que no están presente los arriostramientos.
3. La resistencia minorada de la viga intersectada por los arriostramientos será igual o mayor que para las solicitaciones que resulten de la aplicación de las siguientes combinaciones:

$$1.2 CP + \gamma CV \pm N_b \quad (12-1)$$

$$0.9 CP \pm N_b \quad (12-2)$$

donde

N_b = Carga vertical máxima debida al postpandeo de los arriostramientos aplicada a la viga en el punto de intersección de los arriostramientos. Se podrá calcular como la resultante de las componentes verticales de las fuerzas en los arriostramientos, tomando para la diagonal traccionada un valor mínimo igual a su resistencia teórica a la tracción, $N_y = A F_y$, y en la diagonal comprimida un valor máximo correspondiente al treinta por ciento (30%) de su resistencia teórica minorada, es decir, $0.3 \phi_c N_t$.

4. En el punto de intersección de los arriostramientos, cada ala de la viga soportará una fuerza lateral igual al dos por ciento (2.0 %) de su resistencia teórica calculada como $F_y b_f t_f$.

12.3.4 Columnas

En los pórticos con diagonales concéntricas con Nivel de Diseño ND3, las columnas cumplirán con los siguientes requisitos:

12.3.4.1 Relación ancho / espesor

Las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos, rigidizados o no rigidizados, de las columnas cumplirán con los requisitos de la Subsección 12.3.1.1.

12.3.4.2 Empalmes

Adicionalmente a los requisitos establecidos en la Sección 21.7.1 para los empalmes de las columnas de acero, éstos se diseñarán para desarrollar al menos la resistencia teórica a corte del menor miembro conectado y el cincuenta por ciento (50 %) de la resistencia teórica a flexión de la columna más pequeña conectada. Los empalmes se localizarán en la mitad del tercio medio de la altura libre de la columna.

CAPÍTULO 13 REQUISITOS PARA PORTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

13.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente para el Nivel de Diseño ND3 de los pórticos de acero arriostrados con diagonales excéntricas que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismos.

Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero arriostrados con diagonales excéntricas proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3, sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9.

Salvo las excepciones contempladas en este Capítulo, los arriostramientos diagonales, las columnas y los segmentos de viga exteriores a la viga eslabón o eslabón, llamadas de ahora en adelante vigas colectoras, permanecerán elásticas al ser sometidas a las fuerzas máximas generadas por los eslabones que han cedido completamente y se han endurecido por deformación.

En las edificaciones de más de cinco entrepisos se permitirá estructurar el entrepiso más alto con diagonales concéntricas y considerarlo como parte integrante del pórtico con diagonales excéntricas para los propósitos de determinar los factores de sobrerresistencia (Sección 10.3.1) y del factor de reducción de respuesta R , definido en la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

13.2 VIGA ESLABÓN O ESLABÓN

13.2.1 Calidad del acero

La resistencia mínima especificada a la cedencia del acero usado en la viga eslabón no excederá de $F_y = 3515 \text{ kgf / cm}^2$.

13.2.2 Relación ancho / espesor

Las vigas eslabón cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/ espesor de las secciones para diseño plástico, λ_{pd} , de la Tabla 4.1.

13.2.3 Alma

El alma de una viga eslabón deberá ser de una sola lámina, sin refuerzo de plancha adosada y sin aberturas.

13.2.4 Arriostramiento lateral de la viga eslabón

Se arriostrarán lateralmente ambas alas en los extremos de la viga eslabón. Cada uno de estos arriostramientos o soportes laterales tendrán una resistencia minorada igual al seis por ciento (6 %) de la resistencia teórica del ala de la viga eslabón calculada como $R_y F_y b_f t_f$.

13.2.5 Fuerza cortante

Excepto las limitaciones de la Subsección 13.2.5.1, la sollicitación por fuerza cortante mayorada en el eslabón, V_u , no excederá su resistencia minorada a corte, $\phi_v V_{te}$, con $\phi_v = 0.9$. La resistencia teórica a corte del eslabón, V_{te} , será el menor valor entre las fórmulas (13-1) y (13-2):

$$V_{te} = 0.6 F_y (d - 2 t_f) t_w \quad (13-1)$$

$$V_{te} = 2 M_p / L_e \quad (13-2)$$

La longitud del eslabón, L_e , se define en la cláusula 13.2.5.1.2

13.2.5.1 Efectos de la fuerza normal

No será necesario considerar el efecto de la fuerza normal sobre la resistencia minorada a corte del eslabón cuando la sollicitación mayorada en el mismo, N_u , sea igual o menor que $0.15 N_y$, calculada N_y como $A F_y$.

Cuando la sollicitación mayorada en el eslabón, N_u , excede $0.15 N_y$, será necesario cumplir con las siguientes limitaciones adicionales

1 Resistencia minorada a corte

La resistencia minorada a corte del eslabón, $\phi_v V_{te}$, será el menor valor entre las fórmulas (13-3) y (13-4):

$$\phi V_{pa} \quad (13-3)$$

$$2 \phi M_{pa} / L_e \quad (13-4)$$

en donde :

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (N_u / N_y)^2} \quad (13-5)$$

$$M_{pa} = 1.18 M_p [1 - (N_u / N_y)] \quad (13-6)$$

$$\phi = 0.9$$

2 Longitud de la viga eslabón

La longitud de la viga eslabón, L_e , no excederá los siguientes valores:

Cuando $\rho (A_w / A) \geq 0.3$

$$L_e = [1.15 - 0.5\rho (A_w / A_g)] 1.6 M_p / V_p \quad (13-7)$$

Cuando $\rho (A_w / A) < 0.3$

$$L_e = 1.6 M_p / V_p \quad (13-8)$$

En estas fórmulas :

$$A_w = (d - 2 t_f) t_w \quad (13-9)$$

$$\rho = N_u / V_u \quad (13-10)$$

13.2.6 Ángulo de rotación

El ángulo de rotación de la viga eslabón, γ_p , tal como se define en el Apéndice G, no excederá los siguientes valores:

(a) Para eslabones de longitud $L_e \leq 1.6 M_p / V_p$

$$\gamma_p = 0.08 \text{ radianes}$$

(b) Para eslabones de longitud de $L_e \geq 2.6 M_p / V_p$

$$\gamma_p = 0.02 \text{ radianes}$$

(c) Para eslabones de longitud $1.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 2.6 M_p / V_p$

El valor límite de γ_p se establecerá por interpolación lineal.

13.2.7 Rigidizadores

Se colocarán rigidizadores en toda la altura del alma de la viga eslabón y su diseño cumplirá con los requisitos de las Secciones 13.2.7.1 y 13.2.7.2

13.2.7.1 Rigidizadores en la conexión del arriostramiento diagonal al eslabón

En los extremos donde la viga eslabón se une con el arriostramiento diagonal, se colocarán rigidizadores a ambos lados del alma del eslabón, que cubran su altura total entre alas. Estos rigidizadores tendrán un ancho combinado no menor que $(b_f - 2 t_w)$ y un espesor no menor que $0.75 t_w$ o 9.5 mm, el mayor de los dos; b_f y t_w designan respectivamente el ancho del ala y el espesor del alma del eslabón.

13.2.7.2 Rigidizadores intermedios

Los rigidizadores intermedios cubrirán toda la altura de la viga. En las vigas eslabón con $d \leq 635$ mm., se requieren rigidizadores intermedios solamente a un lado del alma. El espesor de los rigidizadores a colocar en un solo lado, t_{st} , no será menor que t_w o 9.5 mm, el que sea mayor, y su ancho, b_{st} , no será menor que $0.5 (b_f - t_w)$. En las vigas eslabones con altura $d \geq 635$ mm se colocarán rigidizadores intermedios a ambos lados del alma y de dimensiones similares a los rigidizadores de un solo lado.

La separación entre los rigidizadores intermedios, a , será función de la longitud de la viga eslabón y del ángulo γ_p , como se tipifica en los siguientes casos:

Caso 1. Vigas eslabones de longitud $L_e \leq 1.6 M_p / V_p$

(a) Para $\gamma_p = 0.08$ radianes

$$a \leq (30 t_w - 0.2d)$$

(b) Para $\gamma_p \leq 0.02$ radianes

$$a \leq (52 t_w - 0.2d)$$

(c) Para $0.02 \leq \gamma_p \leq 0.08$

La separación entre rigidizadores, a , se obtendrá por interpolación lineal.

Caso 2. Vigas eslabones con $1.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 2.6 M_p / V_p$

Los rigidizadores intermedios cumplirán con los requisitos de los casos 1 y 3.

Caso 3. Vigas eslabones con $2.6 M_p / V_p \leq L_e \leq 5 M_p / V_p$

Los rigidizadores intermedios en el alma se colocarán a una distancia de $1.5 b_f$ medida desde cada extremo de la viga eslabón.

Caso 4. Vigas eslabones con $L_e > 5 M_p / V_p$

No requieren rigidizadores intermedios en el alma

13.2.7.3 Soldaduras de los rigidizadores

Las soldaduras de filete que conectan los rigidizadores al alma de la viga eslabón se diseñarán para una resistencia minorada igual a A_{sf} / F_y , siendo A_{sf} el área del rigidizador. La resistencia minorada de la soldadura de filete que une el rigidizador a las alas se diseñará para resistir una fuerza igual a $0.25 A_{sf} F_y$.

13.3 VIGA COLECTORA

13.3.1 Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

Para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento, la solicitaciones mayoradas en la viga colectora será por lo menos 1.1 veces las fuerzas generadas por la resistencia teórica al corte esperado

de la viga eslabón, es decir, $1.1 R_y V_t$. Para efectos del cálculo de la resistencia minorada de la viga colectora, se permitirá incrementar su resistencia teórica multiplicándola por el factor R_y .

13.3.2 Arriostramiento lateral

Para mantener la estabilidad de la viga colectora, se arriostrará lateralmente donde el análisis lo indique. El arriostramiento o soporte lateral se dispondrán en ambas alas de la viga y cada uno de ellos se diseñará para una solicitación mayorada de por lo menos el dos por ciento (2.0 %) de la resistencia teórica del ala de la viga calculada como $F_y b_f t_f$.

13.4 ARRIOSTRAMIENTOS DIAGONALES

13.4.1 Relación ancho / espesor

Los arriostramientos diagonales cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/ espesor para sección compacta, λ_p , de la Tabla 4.1.

13.4.2 Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

La solicitación combinada de fuerza normal y momentos en el arriostramiento diagonal será igual a las fuerza normal y momentos generados por la resistencia teórica al corte esperado en la viga eslabón multiplicado por 1.25 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento en la viga eslabón, es decir, $1.25 R_y V_t$; la resistencia cortante teórica V_t se ha definido en el Artículo 13.2.5. Las resistencias minoradas de los arriostramientos diagonales, determinadas conforme al Capítulo 15, excederán las solicitaciones mayoradas anteriormente mencionadas.

13.5 CONEXIONES

13.5.1 Conexiones viga eslabón - columna

Donde una viga eslabón se conecta a una columna se cumplirá con los requisitos adicionales de las siguientes Secciones:

1 Diseño de la conexión

El diseño de la conexión viga eslabón – columna se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la misma posee una capacidad de rotación veinte por ciento (20%) mayor que la calculada para la deriva de diseño. La aprobación de los resultados experimentales estará sujeta al cumplimiento de los requisitos establecidos en las Subsecciones 11.4.4.1. y 11.4.4.2 , excepto la medición del ángulo de rotación inelástica, que será como se ha descrito en la Sección 13.2.6 .

2 Conexiones reforzadas

En la conexión viga – columna donde el refuerzo en el extremo de la viga eslabón evite la cedencia de la viga en la longitud reforzada, se permitirá considerar como viga eslabón el segmento comprendido entre el final del refuerzo y la conexión al arriostramiento. Donde se utilicen tales vigas eslabón y su longitud no exceda $1.6 M_p / V_p$, no se exigirán ensayos cíclicos de la conexión reforzada cuando la resistencia minorada de la sección reforzada y la de la conexión igualan o exceden la solicitación mayorada calculada según la la Seccion 13.4.2. En el interfase de la viga eslabón y el refuerzo de la conexión se colocarán rigidizadores en toda la altura de la viga conforme a lo dispuesto en la Subsección 13.2.7.1.

13.5.2 Conexiones viga colectora - columna

Se permitirá diseñar las conexiones viga colectora - columna como articulada en el plano del alma. La conexión se diseñará para resistir una torsión mayorada con respecto al eje longitudinal de la viga, calculada con base en dos fuerza iguales y opuestas actuando lateralmente sobre sus alas, con una magnitud de por lo menos el dos por ciento (2.0 %) de la resistencia teórica del ala de la viga, calculada como $F_{ye} b_f t_f$.

13.5.3 Conexión arriostramiento diagonal – viga eslabón

En la conexión del arriostramiento diagonal con la viga eslabón, la intersección de sus ejes deberá quedar dentro de la viga eslabón o en uno de sus extremos.

En una conexión arriostramiento diagonal - viga eslabón, la sollicitación mayorada en el extremo del arriostramiento será por lo menos igual a la resistencia teórica esperada del arriostramiento, tal como se ha definido en la Sección 13.4.2. Ninguna parte de esta conexión se podrá extender sobre la longitud de la viga eslabón. Si el arriostramiento resiste una parte del momento del extremo de la viga eslabón, la conexión deberá diseñarse como conexión totalmente restringida, Tipo TR.

13.6 COLUMNAS

Adicionalmente a los requisitos de la Sección 15.5.1, la sollicitación mayorada sobre las columnas se determinará para las combinaciones de sollicitaciones (10-6) y (10-7), excepto que los momentos y las fuerzas normales introducidas a la columna en la conexión de una viga eslabón o el arriostramiento no serán menores que las generadas por la resistencia teórica esperada de la viga eslabón, amplificadas por 1.1 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento. La resistencia teórica esperada en la viga eslabón es $R_y V_t$, donde V_t se ha definido en la Sección 13.2.5.

PARTE 3 DISEÑO DE MIEMBROS

CAPÍTULO 14 MIEMBROS A TRACCIÓN

14.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará a los miembros prismáticos solicitados por tracción normal causada por fuerzas que actúan a lo largo de su eje baricéntrico. Para miembros solicitados por tensiones combinadas de tracción normal y flexión, véase el Capítulo 15. Para las barras roscadas, véase el Capítulo 21. Para la resistencia por bloque de corte de las conexiones extremas de miembros traccionados, véase la Sección 21.14.3. Para la resistencia de diseño a tracción de los elementos conectores, véase el Artículo 21.15. Para el diseño por fatiga, véase el Apéndice D.

14.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

A menos que en esta Norma se especifique de otra manera, la longitud de diseño de los miembros traccionados normalmente, L , será la longitud no arriostrada lateralmente, definida como la distancia entre los baricentros de los miembros que los restringen lateralmente.

14.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

La relación de esbeltez de los miembros traccionados será su longitud no arriostrada, L , dividida por el correspondiente radio de giro, r , es decir L/r .

La relación de esbeltez de los miembros traccionados distintos a las barras, preferentemente no excederá de 300. Este límite puede ser obviado cuando se disponen de otros medios para controlar la flexibilidad, el combamiento, la vibración y el aflojamiento que puedan ocurrir durante las condiciones de servicio de la estructura o cuando pueda demostrarse que no perjudica el desempeño de la estructura o el conjunto del cual el miembro forma parte.

14.4 RESISTENCIA

La resistencia minorada de los miembros sometidos a tracción, $\phi_t N_t$, será el menor valor que se obtenga de considerar los estados límite de cedencia en la sección del área total y de fractura en la sección del área neta efectiva.

(1) Cedencia en la sección del área total

$$\phi_t = 0.90$$

$$N_t = F_y A \quad (14-1)$$

(2) Fractura en la sección del área neta efectiva

$$\phi_t = 0.75$$

$$N_t = F_u A_e \quad (14-2)$$

donde:

A = Área total de la sección transversal del miembro.

A_e = Área neta efectiva, calculada según el Artículo 7.3.

N_t = Resistencia teórica a tracción normal.

φ_t = Factor de minoración de la resistencia teórica.

Para el diseño de los miembros sin perforaciones conectados completamente por medios de soldaduras, se utilizará la fórmula (14-2), usando como área neta efectiva el valor definido en el Artículo 7.3. Cuando existan agujeros en un miembro con conexiones soldadas, o cuando las conexiones soldadas sean soldaduras de tapón o de ranura, en la fórmula (14-2) se utilizará el área neta calculada a través de la sucesión de agujeros, tal como se definió en el Artículo 7.2.

14.5 MIEMBROS COMPUESTOS

Los miembros traccionados constituidos por dos o más perfiles o planchas, separados unos de otros por planchas de relleno intermitentes, se conectarán entre sí en los sitios donde se colocan los rellenos a intervalos tales que la relación de esbeltez de cada uno de los elementos componentes entre conectores no exceda de 300. La separación longitudinal de los conectores que conectan una plancha y un perfil en un miembro compuesto sometido a tracción, o dos planchas componentes en contacto entre sí será la indicada en los Artículos 22.4 y 22.5.

En los lados abiertos de los miembros compuestos sometidos a tracción pueden utilizarse tanto planchas de cubierta con agujeros de acceso como presillas sin rejillas. Las presillas tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que los unen a los componentes del miembro, y su espesor no será inferior a 0.02 veces la distancia entre esas líneas. La separación longitudinal de sus conectores o soldaduras intermitentes no excederá de 150 mm. La separación de las presillas será tal que la relación de esbeltez de cualquier elemento componente entre ellas no sea superior a 300.

14.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

El diseño de las bielas simples, constituidas por barras o planchas de espesor uniforme sin refuerzo en la zona del agujero para el pasador, cumplirá con los requisitos de la Sección 14.6.1. Las

bielas que tienen espesor diferente en la zona de los agujeros para los pasadores se denominan bielas compuestas y se diseñarán al igual que las planchas conectadas con pasadores de acuerdo a la Sección 14.6.2.

Tanto en las bielas simples como en las bielas compuestas y en las planchas conectadas con pasadores, se podrán obviar las limitaciones de espesor cuando se provean tuercas externas para apretar las planchas del pasador y las de relleno hasta ponerlas en ajustado contacto.

14.6.1 Bielas simples

14.6.1.1 Requisitos dimensionales

Los extremos de las bielas, denominados aquí como cabezas, serán circulares y de periferia concéntrica con el agujero del pasador.

El radio de transición entre la cabeza y el cuerpo de la biela será igual o mayor que el diámetro exterior de la cabeza.

El ancho del cuerpo de las bielas no excederá de 8 veces su espesor, el cual no será inferior a 12 mm.

El área de la sección neta de la cabeza, medida a través del agujero del pasador y considerada perpendicularmente al eje del miembro, no será menor que 1.33 ni mayor de 1.50 veces el área de la sección transversal del cuerpo de la biela.

El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá al diámetro de éste en más de 0.8 mm. Cuando se utilicen aceros con una tensión cedente mayor de 4920 kgf/cm², el diámetro del agujero de los pasadores no será superior a 5 veces el espesor de la plancha y el ancho del cuerpo se reducirá proporcionalmente.

14.6.1.2 Resistencia

La resistencia minorada de las bielas simples se determinará de conformidad con el Artículo 14.4, tomando como área total, A , la sección transversal del cuerpo.

14.6.2 Bielas compuestas y planchas conectadas con pasadores

14.6.2.1 Requisitos dimensionales

El agujero del pasador se localizará equidistante de los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada.

Los miembros unidos con pasadores estarán formados por elementos de planchas cuyas cabezas pasador pueden ser no necesariamente redondas. Las esquinas de las planchas unidas con pasadores se pueden cortar a 45° respecto al eje del miembro, siempre que el área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador situado en un plano perpendicular al corte no sea menor que la requerida sobre el extremo del eje del miembro.

El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá al diámetro de éste en más de 0.8 mm. Cuando se utilicen aceros con una tensión

cedente mayor de 4920 kgf/cm^2 , el diámetro del agujero de los pasadores no será superior a 5 veces el espesor de la plancha y el ancho del cuerpo se reducirá proporcionalmente.

El ancho de la plancha en el extremo del agujero del pasador no será menor que el ancho efectivo a ambos lados del agujero del pasador. El área de la sección neta en el extremo del agujero del pasador, medida sobre el eje del miembro, no será menor que 0.7 veces el área de la sección neta a través del agujero requerida por la Subsección 14.6.2.2.

14.6.2.2 Resistencia

La resistencia minorada de un miembro conectado con pasador, ϕN_t , será el menor valor dado por los siguientes estados límites:

a) Tracción sobre el área neta efectiva

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_t = 0.75 \\ N_t &= 2 t b_{ef} F_u\end{aligned}\tag{14-3}$$

b) Corte sobre el área efectiva

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_{sf} = 0.75 \\ N_t &= 0.6 A_{sf} F_y\end{aligned}\tag{14-4}$$

c) Aplastamiento sobre el área proyectada del pasador, según las disposiciones del Artículo 21.16.

d) Cedencia en la sección total calculada con la Fórmula (14-1).

En estas fórmulas

$$A_{sf} = 2 t (b + 0.5 d_p).$$

b = Distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada.

$b_{ef} = 2 t + 1.6 \text{ cm}$, pero no mayor que la distancia entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada.

d_p = Diámetro del pasador en cm.

t = Espesor de la plancha en cm.

CAPÍTULO 15 MIEMBROS A COMPRESIÓN

15.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará a los miembros prismáticos sometidos a compresión normal aplicada en su baricentro. El diseño de los miembros con secciones de altura variable linealmente se trata en el Capítulo 19 y la resistencia de los miembros flexocomprimidos se determinará según las disposiciones del Capítulo 15. Las columnas mixtas acero - concreto se tratan en el Capítulo 26.

15.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

15.2.1 Longitud efectiva

Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva kL , definida como el producto del factor de longitud efectiva, k , y la longitud no arriostrada lateralmente, L . A menos que en esta Norma se especifique de otra manera, la longitud no arriostrada, L , se tomará como la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que lo restringen. La longitud no arriostrada puede ser diferente para cada uno de los ejes del miembro comprimido. En la base de las edificaciones de múltiples entresijos, L se tomará como la distancia entre el tope de la plancha base al centro de los miembros que restringen a la columna en el nivel inmediatamente superior.

15.2.2 Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad impedida

En los pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, a muros estructurales, a una estructura adyacente con suficiente estabilidad lateral, a entresijos o cubiertas de techos sujetos horizontalmente mediante muros o sistemas de arriostramientos paralelos al plano del pórtico, así como en las celosías, el factor de longitud efectiva, k , para los miembros comprimidos se tomará igual a 1.0, a menos que un análisis más preciso demuestre que se puede utilizar un valor menor.

15.2.3 Factor de longitud efectiva en pórticos de desplazabilidad permitida

En los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva kL de los miembros comprimidos determinada mediante métodos analíticos no será inferior a la longitud no arriostrada real.

15.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

La relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido normalmente respecto al radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. En la relación de esbeltez de un miembro comprimido normalmente, la longitud se tomará como su longitud efectiva kL y r como el correspondiente radio de giro. Las relaciones de esbeltez kL/r de los miembros comprimidos no excederán, preferiblemente, de 200, salvo las restricciones de esbeltez establecidas en la Subsección 11.4.8.2 para las columnas en conexiones no soportadas lateralmente y en el Capítulo 12 para los arriostramientos de pórticos con diagonales concéntricas.

15.4 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO

Con las limitaciones establecidas en el Artículo 1.6, se permitirá el diseño por análisis plástico cuando el parámetro de esbeltez de la columna λ_c , definido por la fórmula (15-4), no excede de 1.5 k.

15.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia minorada a compresión, $\phi_c N_t$, será el menor valor que se obtenga de analizar los posibles modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección del miembro comprimido normalmente. El pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto de pandeo local ϕ_{as} .

15.5.1 Requisitos sismorresistentes

En las columnas de los sistemas resistentes a sismos cuando $N_u / \phi_c N_t > 0.4$ se cumplirá con los siguientes requisitos:

- a) La sollicitación mayorada de compresión normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinarán de la combinación de acciones (10-9).
- b) La sollicitación mayorada a tracción normal, en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinará de la combinación de acciones (10-10).
- c) Las sollicitaciones mayoradas calculadas en a) y b) no excederán ninguno de los siguientes valores:
 1. La máxima carga transferida a la columna considerando 1.1 R_y veces la resistencia teórica de la viga conectada o de los miembros de arriostramiento de la estructura.
 2. El valor límite determinado por la capacidad del sistema de fundación para resistir el levantamiento por volcamiento.

15.5.2 Resistencia a compresión por pandeo flexional

La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será $\phi_c N_t$ donde: $\phi_c = 0.85$. Alternativamente, en el caso de perfiles L cuando se utilice el Apéndice C, $\phi_c = 0.90$.

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad (15-2)$$

b) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (15-3)$$

donde:

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

L = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

r = Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo,

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por efecto de pandeo local.

$\phi_{as} = 1.0$ en secciones donde la relación ancho / espesor de sus elementos no excede el valor límite de λ_r dado en la Tabla 4.1.

$\phi_{as} = \phi_a \phi_s$ en secciones con elementos esbeltos cuya relación ancho / espesor excede el valor límite de λ_r dado en la Tabla 4.1. Véase el Apéndice A.

15.5.3 Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional

La resistencia minorada de los miembros comprimidos determinada por los modos de pandeo torsional y flexotorsional será $\phi_c N_t$, donde:

$$N_t = A F_{cr} \quad (15-1)$$

donde

A = Área total de la sección transversal del miembro, cm^2 .

$\phi_c = 0.85$; alternatively para los perfiles L diseñados con el Apéndice C, $\phi_c = 0.90$.

La tensión crítica teórica F_{cr} se determinará de la siguiente manera:

a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad (15-5)$$

b) Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{us}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (15-6)$$

donde:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (15-7)$$

La tensión F_e , se calculará de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como se indica a continuación:

- Para perfiles doblemente simétricos o de simetría puntual F_e es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por torsión, $F_e = F_{ez}$.
- Para perfiles de un solo eje de simetría, suponiendo que el eje Y es el eje de simetría, F_e es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por flexotorsión, $F_e = F_{ft}$.
- Para perfiles asimétricos, F_e será la tensión de pandeo elástico por flexotorsión determinada como la menor raíz cúbica de la siguiente ecuación:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(x_o / r_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(y_o / r_o)^2 = 0 \quad (15-8)$$

En las fórmulas precedentes:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x L / r_x)^2} \quad (15-9)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L / r_y)^2} \quad (15-10)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (15-11)$$

$$F_{ft} = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\beta} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}\beta}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (15-12)$$

con

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + r_x^2 + r_y^2 \quad (15-13)$$

$$\beta = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (15-14)$$

donde:

C_w = Constante de alabeo.

J = Constante de torsión.

L = Longitud no arriostrada lateralmente.

k_x, k_y = Factores de longitud efectiva para pandeo flexional en las direcciones x e y.

k_z = Factor de longitud efectiva para pandeo por torsión.

r_x, r_y = Radios de giro con respecto a los ejes principales.

\bar{r}_o = Radio de giro polar respecto al centro de corte.

x_o, y_o = Coordenadas del centro de corte de la sección transversal.

15.6 RESISTENCIA A FLEXIÓN

En los pórticos no arriostrados del sistemas resistente a sismos con Nivel de Diseño ND2 o ND3, las columnas concurrentes a los nodos cumplirán con los requisitos de la Sección 11.4.7.

15.7 EMPALMES DE COLUMNAS

Los empalmes de las columnas cumplirán con los requisitos de la Sección 21.7.

15.8 MIEMBROS COMPUESTOS

En los extremos de los miembros compuestos comprimidos que se apoyen en planchas de repartición o superficies precisamente planas todos los componentes que estén en contacto entre sí se conectarán por soldaduras continuas de longitud no inferior al ancho máximo del miembro o por pernos separados longitudinalmente no más de 4 diámetros, hasta una distancia igual a 1.5 veces el ancho máximo del miembro.

La separación longitudinal de los pernos intermedios o las soldaduras intermitentes en los miembros compuestos será la adecuada para transmitir las fuerzas calculadas. La separación longitudinal de los pernos que conectan una plancha y un perfil en un miembro compuesto sometido a tracción, o dos planchas componentes en contacto entre si será la indicada en los Artículos 22.4 y 22.5.

Donde un componente de un miembro compuesto comprimido consiste de una plancha exterior, la separación máxima no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicado por $0.73\sqrt{E/F_y}$ cuando se coloquen pernos en cada sección a lo largo de todas las líneas longitudinales de éstos, o cuando se provean soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes de las piezas componentes; pero en ningún caso esta separación será superior a 300 mm. Cuando los pernos o soldadura se dispongan en tresbolillo, la separación máxima sobre cada línea longitudinal de éstos no excederá el espesor de la plancha exterior más delgada multiplicada por $1.10\sqrt{E/F_y}$ ni de 450 mm.

Los miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles separados entre sí mediante planchas de relleno intermitentes, deberán estar conectados entre sí en estos rellenos a intervalos, a , tales que la relación de esbeltez ka/r_i de cada perfil, entre los conectores no exceda 0.75 veces la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro compuesto en su totalidad. Al calcular la relación de esbeltez de cada componentes se utilizará su radio de giro mínimo r_i . Las conexiones extremas serán soldadas o empernadas con pernos totalmente tensionados sobre superficies libres de cascarilla de laminación o limpiadas con chorro de arena para garantizar superficies con acabados Clase A.

La resistencia de los miembros compuestos de dos o más perfiles se determinará según las disposiciones del Artículo 15.5, pero con la siguiente modificación. Si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que produzcan fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación kL/r se reemplazará por la relación de esbeltez modificada, $(kL/r)_m$, calculada de la siguiente manera:

1- Para pernos ajustados:

$$(kL/r)_m = \sqrt{(kL/r)_o^2 + (a/r_i)^2} \quad (15-15)$$

2- Para soldaduras o pernos completamente apretados como se requiere en uniones que trabajan por fricción:

$$(kL/r)_m = \sqrt{(kL/r)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1+\alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (15-16)$$

donde:

a = Distancia entre medios de unión.

a/r_i = La mayor relación de esbeltez de los componentes individuales.

- a / r_{ib} = Relación de esbeltez de los componentes individuales relativos a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.
- h = Distancia entre los baricentros de los componentes individuales perpendiculares al eje de pandeo del miembro.
- $(kL / r)_m$ = Relación de esbeltez modificada del miembro compuesto.
- $(kL / r)_o$ = Relación de esbeltez del miembro compuesto actuando como una unidad.
- r_i = Radio de giro mínimo del componente individual.
- r_{ib} = Radio de giro de los componentes individuales referidos a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.
- α = Relación de separación calculada como $h / 2r_{ib}$.

En los extremos de miembros compuestos sometidos a compresión que se apoyan en placas de asiento o superficies cepilladas, todas las componentes en contacto entre sí deberán conectarse por medio de soldaduras que tengan una longitud no inferior al ancho máximo del miembro, o por miembros espaciados longitudinalmente, a intervalos que no sobrepasen cuatro diámetros en una distancia de 1.5 veces el ancho máximo del miembro.

Los lados abiertos de los miembros comprimidos compuestos de planchas o perfiles se enlazarán por medio de planchas de cubierta perforadas con una sucesión de agujeros de acceso. El ancho de tales planchas en los agujeros de acceso, como se definió en la Tabla 4.1(b), se supone contribuyente a la resistencia de diseño, cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- (1) La relación ancho / espesor es menor de $0.18\sqrt{E / F_y}$.
- (2) La relación entre la longitud (en la dirección de las tensiones) respecto al ancho del agujero no excede de dos (2).
- (3) La distancia libre entre los agujeros en la dirección de las tensiones no es menor que la distancia perpendicular entre las líneas más próximas de conectores o soldaduras.
- (4) La periferia de los agujeros tiene en todos sus puntos un radio mínimo de 40 mm.

Como alternativa a las planchas de cubierta perforadas, los lados abiertos de los miembros comprimidos compuestos de planchas o perfiles se enlazarán mediante rejillas y se dispondrán adicionalmente presillas en cada extremo, así como en puntos intermedios si las rejillas se interrumpen. Las presillas estarán tan cerca de los extremos como sea posible. En los miembros principales que soporten las cargas de diseño, las presillas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y la longitud de las presillas intermedias no será inferior a la mitad de esta distancia. El espesor de las presillas no será menor de 0.02 veces la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras que las unen a los

segmentos de los miembros. En las estructuras soldadas, la soldadura en cada línea que conecta a una presilla totalizará no menos de un tercio de la longitud de la plancha. En las estructuras empernadas, la separación longitudinal entre pernos en las presillas no será superior a 6 diámetros y éstas se conectarán a cada segmento al menos con tres pernos.

Las rejillas, incluyendo barras planas, ángulos, canales u otros perfiles empleados como enrejado, estarán separadas de tal manera que la relación de esbeltez L/r del ala incluida entre sus conexiones no será superior a la esbeltez que controla al miembro completo. Las rejillas se dimensionarán para resistir una fuerza cortante perpendicular al eje del miembro igual al dos por ciento (2 %) de su fuerza de compresión. Por otra parte, la relación L/r para las barras del enrejado dispuestas en sistemas de rejilla sencilla no excederá de 140, mientras que para sistemas de rejillas doble esta relación no superará de 200, debiéndose entonces unir las barras en sus intersecciones. En las barras del enrejado que estén sometidas a compresión se considerará que L es la longitud no soportada de éstas entre los conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro compuesto en el caso de rejillas sencillas, y que L es 0.70 veces esa distancia para rejillas dobles. La inclinación de las barras del enrejado respecto al eje del miembro será preferiblemente no menor de 60° para el caso de rejillas sencillas y de 45° para rejillas dobles. Cuando la distancia entre las líneas de pernos o soldaduras en las alas sea mayor de 400 mm, la rejilla será preferiblemente doble o se hará con ángulos. La separación entre los pernos cumplirá con los requisitos adicionales del Capítulo 22.

15.9 MIEMBROS COMPRIMIDOS CONECTADOS CON PASADORES

Las miembros conectados con pasadores y sus conexiones se diseñarán cumpliendo los requisitos del Artículo 14.6, excepto que no se aplicarán las fórmulas (14-3) y (14-4).

15.10 BASES DE COLUMNAS

Se tomarán las precauciones apropiadas para transferir al sistema de fundación las cargas y momentos de las columnas. El aplastamiento en los apoyos de concreto cumplirá con las disposiciones de la Sección 21.16.2.

15.10.1 Nivelación

Las bases de las columnas se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con el pedestal.

15.10.2 Acabados

Las bases de las columnas y las planchas de repartición se acabarán según los siguientes requisitos:

- 1) Las planchas de repartición de acero laminado cuyo espesor no exceda de los 50 mm se podrá usar sin desbastar, siempre que se obtenga una superficie de contacto satisfactoria. Cuando el espesor esté comprendido entre 50 y 100 mm, éstas se podrán enderezar prensándolas o, si no se dispone de una prensa, desbastando todas las superficies de contacto (con la excepción de los párrafos (2) y (3) siguientes), a fin de lograr una superficie de contacto adecuada. Si el espesor es superior a los 100 mm, las planchas de repartición tendrán que desbastarse en todas sus superficies de contacto, excepto en los casos previstos en los párrafos (2) y (3).

- 2) No se requiere desbastar las superficies inferiores de las planchas de repartición ni de las bases de columnas cuando se inyecta mortero para asegurar un contacto pleno de la fundación.
- 3) No se requiere desbastar las superficies superiores de las planchas de repartición cuando éstas sean soldadas con soldadura de penetración completa a las columnas.

15.10.3 Pernos de anclaje y barras embebidas

Los pernos de anclaje y barras embebidas se diseñarán para resistir todas las condiciones de tracción y corte en las bases de las columnas, incluyendo las tracciones debidas a los momentos flectores que puedan originarse como resultado del empotramiento total o parcial de las columnas de acuerdo con los criterios de las Normas del American Concrete Institute, ACI, o Prestressed Concrete Institute, PCI.

Cuando se utilicen los factores de cargas y las combinaciones dadas en el Capítulo 10, se ajustarán los factores de minoración ϕ especificados por el ACI. Este ajuste se basará en la relación existente entre los factores de mayoración dados en el Capítulo 10 y los del ACI.

TABLA 15.1 PERNOS DE ANCLAJES
LONGITUDES DE ANCLAJE Y DISTANCIA MÍNIMA A LOS BORDES

Pernos de anclaje	Longitud mínima de embutimiento	Distancia mínima a los bordes
A307, A36	12d	5d > 100 mm
A325, A490	17d	7d > 100 mm

Nota: d es el diámetro del perno o de la barra de anclaje.

15.11 ARRIOSTRAMIENTOS

Las columnas individuales pueden ser arriostradas en puntos intermedios de su longitud mediante sistemas de arriostramientos relativos o nodales. Se supone que los arriostramientos nodales están igualmente espaciados en toda la columna. La demanda de resistencia y rigidez de la presente Sección podrá ser sustituida por una análisis de segundo orden que incluya la desviación de la rectitud del miembro.

a) Arriostramiento relativo

La resistencia a las fuerzas normales mayorados:

$$N_{br} = 0.004 \sum N_u \quad (15-17)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2 \sum N_u}{\phi L_b} \quad (15-18)$$

b) Arriostramiento nodal

La resistencia a las fuerzas normales mayoradas:

$$N_{br} = 0.001 N_u \quad (15-19)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{8 N_u}{\phi L_b} \quad (15-20)$$

donde

ΣN_u = Sumatoria de las fuerzas normales mayoradas.

L_b = Distancia entre arriostramientos.

$\phi = 0.75$

Cuando la separación entre los puntos arriostrados sea menor que L_g , la máxima longitud no arriostrada para que la capacidad de la columna sea igual a la calculada con $k = 1$, se permitirá tomar L_b igual a L_g en las fórmulas (15-18) y (15-20).

CAPÍTULO 16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE

16.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño por flexión de los miembros prismáticos de acero con almas cuya relación ancho / espesor del alma, h / t_w es menor o igual que el valor límite $\lambda_r = 5.61\sqrt{E / F_y}$ dado en la Tabla 4.1(b). El diseño por flexión de los miembros con alma esbelta, es decir, con una relación $h / t_w > \lambda_r$ se trata en el Capítulo 17.

El diseño a flexión de los miembros de altura variable linealmente se hará conforme al Capítulo 19; el de las vigas armadas según el Capítulo 17, y el de los ángulos simples según el Apéndice C.

Los miembros sometidos a solicitaciones combinadas se diseñarán conforme al Capítulo 18. Se cumplirán las disposiciones del Apéndice D, cuando las solicitaciones de fatiga sean un requisito de diseño.

El diseño de las vigas mixtas acero - concreto se trata en el Capítulo 28.

Las vigas de celosía que formen parte de los pórticos del sistema resistente a sismos cumplirán con los requisitos del Artículo 11.5.

16.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

Las vigas cumplirán con las disposiciones del Artículo 9.2 y la Sección 15.2.2. Cuando sean diseñadas por análisis plástico cumplirán con lo dispuesto en la Sección 16.2.3.

16.2.1 Miembros simplemente apoyados

En las vigas diseñadas como simplemente apoyadas, la longitud de diseño será la distancia entre los baricentros de los miembros a los cuales entregan sus reacciones. Alternativamente, la luz de las vigas podrán ser tomada como la longitud de tales miembros medida entre los baricentros de las conexiones de sus extremos. En todos los casos, el diseño de las columnas u otros miembros soportantes tomará en consideración cualquier momento o excentricidad significativa que resulte de su vinculación con la viga.

16.2.2 Miembros continuos

En los miembros flexionados diseñados como continuos, la longitud de diseño será la distancia entre los baricentros de los miembros soportantes. Las vigas y celosías diseñadas bajo la hipótesis de empotramiento total o parcial, debido a la continuidad, semicontinuidad o acción de voladizo, así como los miembros a los cuales se conectan, se diseñarán para resistir las fuerzas, cortes y momentos mayorados que se generen por la restricción y otras fuerzas mayoradas, excepto que como condición de diseño de las conexiones se acepte alguna deformación inelástica autolimitada. Véase el Artículo 9.2.

16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico

Según el Artículo 1.6, se permitirá el diseño por análisis plástico de las vigas de sección compacta flectadas alrededor de su eje de mayor inercia cuando la distancia lateral no soportada del ala comprimida L_b desde las secciones arriostradas donde se forman las rótulas plásticas asociadas al mecanismo de falla a otras secciones adyacentes arriostradas similarmente, no exceda el valor de L_{pd} , determinado por las Fórmulas (16-1) o (16-2):

- (a) Para miembros en forma de I con uno o dos ejes de simetría, y cuya ala comprimida sea igual o mayor que el ala traccionada (incluyendo miembros híbridos) cargados en el plano del alma.

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.074 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (16-1)$$

donde:

- F_y = Tensión cedente mínima especificada del ala comprimida.
- M_1 = El menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.
- M_2 = El mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no arriostrado lateralmente de una viga.
- M_1 / M_2 = Es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando la curvatura es simple.
- r_y = Radio de giro con respecto al eje menor de la sección.

- (b) Para barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (16-2)$$

Las limitaciones del valor de L_b no tienen que cumplirse en los miembros flexionados alrededor de su eje de menor momento de inercia ni en las secciones cerradas.

En la región donde se formará la última rótula, como en las zonas no adyacentes a las rótulas plásticas, la resistencia de diseño se calculará conforme a la Subsección 16.3.2.3.

16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

16.3.1 Alcance

Este Artículo se aplicará a los perfiles de acero de sección homogéneos e híbridos con al menos un eje de simetría y que estén solicitados a flexión simple alrededor de uno de sus ejes principales. En la flexión simple, la viga está cargada en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o la viga está impedida de rotar en los puntos aplicación de las cargas puntuales y en los apoyos.

Las disposiciones de pandeo lateral torsional contempladas en este Artículo están limitadas a perfiles de doble simetría, canales, ángulos dobles y perfiles te. El pandeo lateral torsional de perfiles con un solo eje de simetría, se trata en el Apéndice B. El diseño de las vigas de sección asimétrica y las vigas solicitadas simultáneamente por flexión y torsión, se trata en el Artículo 18.3. El diseño por flexión biaxial se contempla en el Artículo 18.2.

Salvo lo dispuesto en el Artículo 7.4, las vigas se diseñarán con las propiedades de su sección total.

16.3.2 Resistencia a flexión

La resistencia minorada a flexión será $\phi_b M_t$, donde ϕ_b es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, M_t .

La resistencia teórica M_t , será el menor valor que se obtenga de analizar los estados límites de agotamiento resistente por pandeo local de las alas y/o alma, por cedencia, y por pandeo lateral torsional. La clasificación de las secciones según el Capítulo 4 facilita el análisis del pandeo local. Igualmente, las condiciones de arriostramiento lateral determinarán el comportamiento a pandeo lateral.

Se alcanzará el estado límite de agotamiento resistente por cedencia en las vigas de sección plástica o compacta arriostradas lateralmente, cuando la longitud entre arriostramientos, L_b , es menor o igual al valor de límite de la longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico, L_p , establecida en la Sección 16.2.3.

En las vigas de sección compacta no arriostradas lateralmente y en las secciones no compactas formadas por perfiles T y ángulos dobles dispuestos en T, se analizarán los momentos de cedencia y de pandeo lateral torsional. No se requiere analizar el estado límite de pandeo torsional en los miembros flexionados alrededor de su eje de menor momento de inercia ni en las secciones cerradas.

16.3.2.1 Pandeo local

El estado límite de agotamiento resistente por pandeo local de las alas y/o el alma de las secciones con elementos esbeltos será $\phi_b M_t$, donde ϕ_b es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión M_t , calculada por las siguientes fórmulas para los siguientes límites de λ dados en el Apéndice B y la Tabla 4.1, respectivamente:

(a) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

El momento determinado por pandeo local de alas y/o almas será

$$M_t = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (16-3)$$

(b) Cuando $\lambda > \lambda_r$:

El momento determinado por pandeo local del ala será

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} < M_p \quad (16-4)$$

16.3.2.2 Cedencia

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0.90$.

Para diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_{pd}$, y para diseño por análisis elástico cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_t = M_p \quad (16-5)$$

donde

M_p = Momento plástico teórico.

Para secciones homogéneas, $M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$.

Para secciones híbridas, M_p se calculará de la distribución plásticas de las tensiones.

M_y = Momento correspondiente a la cedencia de la fibra extrema de una sección para una distribución elástica de las tensiones.

Para secciones homogéneas, $M_y = F_y S$.

Para secciones híbridas, $M_y = F_{yf} S$ siendo F_{yf} la tensión cedente del acero de las alas.

16.3.2.3 Pandeo Lateral Torsional

El estado límite de agotamiento resistente por pandeo lateral torsional será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0.90$ y la resistencia teórica M_t calculada para cada tipo de sección transversal y condiciones de arriostramiento lateral, como se indica en las siguientes Subsecciones. Este estado límite es aplicable solamente a los miembros solicitados a flexión alrededor de su eje mayor.

16.3.2.3.1 Secciones de Simetría Doble y Canales con $L_b \leq L_r$

La resistencia teórica a flexión se calculará como:

$$M_t = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p \quad (16-6)$$

donde :

C_b = Coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_b + 3M_c} \quad (16.7)$$

donde

M_{\max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

M_a, M_b, M_c = Valores absolutos de los momento a la distancia de 0.25, 0.50 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

Conservadoramente, puede tomarse el valor de $C_b = 1.0$ para todos los casos.

En las vigas en voladizo cuyo extremo libre no esté arriostrado se tomará $C_b = 1.0$.

L_b = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales del ala comprimida o desplazamientos torsionales de la sección transversal.

El valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar la capacidad de flexión plástica suponiendo una diagrama de momentos uniformemente distribuido ($C_b = 1.0$), L_p , se determinará como se indica a continuación:

(a) Para perfiles doble te, incluyendo secciones híbridas, y canales

$$L_p = 1.74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (16-8)$$

(b) Para barras rectangulares y secciones cajón

$$L_p = \frac{1.26 \cdot 10^{-3} E r_y}{M_p} \sqrt{J A} \quad (16-9)$$

El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral, L_r , y valor del momento de pandeo lateral correspondiente, M_r , se determinará de la siguiente manera:

(a) Para perfiles en forma de I de doble simetría y perfiles canal

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{C_2 F_L^2}} \quad (16-10)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (16-11)$$

con

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{E G J A / 2} \quad (16-12)$$

$$C_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \quad (16-13)$$

C_1 = Factor de pandeo de viga definido por la fórmula (16-12), en kgf/cm^2 .

C_2 = Factor de pandeo de viga, definido por la fórmula (16-13), en $(1 / \text{kgf/cm}^2)^2$ o $\text{cm}^4 / \text{kgf}^2$.

F_L = Menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} .

F_r = Tensión residual de compresión en el ala; igual a:
700 kgf/cm^2 para perfiles laminados en caliente, y 1160 kgf/cm^2 para perfiles soldados.

F_{yf} = Tensión de cedencia en las alas.

F_{yw} = Tensión de cedencia del alma.

Las fórmulas (16-8) y (16-10) se han calculado conservadoramente con $C_b = 1.0$.

(b) Para barras rectangulares sólidas y sección cajón

$$L_r = \frac{1.91 \cdot 10^{-2} E r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (16-14)$$

con $M_r = F_{yf} S_x$ (16-15)

16.3.2.3.2 Secciones de doble simetría y canales con $L_b > L_r$

La resistencia teórica a flexión será:

$$M_t = M_{cr} \leq M_p \quad (16-16)$$

donde el momento elástico crítico, M_{cr} , se calculará con las siguientes fórmulas:

(a) Para perfiles en forma de I de doble simetría y perfiles canal

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (16-17)$$

$$= \frac{C_b S_x C_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{C_1^2 C_2}{2 (L_b / r_y)^2}} \quad (16-17a)$$

(b) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricas

$$M_{cr} = \frac{1.91 \cdot 10^{-2} E C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (16-18)$$

16.3.2.3.3 Secciones T y ángulos dobles dispuestos en T

La resistencia teórica de las secciones T y de las vigas formadas por ángulos dobles dispuestos en T, cargadas en el plano de simetría será:

$$M_t = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left(B + \sqrt{1 + B^2} \right) \quad (16-19)$$

donde:

$$M_t \leq 1.5 M_y \text{ para almas traccionadas.}$$

$$M_t \leq M_y \text{ para almas comprimidas.}$$

(16-20)

El signo (+) se aplicará cuando el alma está solicitada en tracción y el signo menos (-) cuando esté comprimida. Se usará el signo negativo para calcular el valor de B, si a lo largo de toda la longitud no arriostrada, el extremo libre del alma está comprimido.

16.4 DISEÑO POR CORTE

16.4.1 Alcance

Este Artículo se aplicará a las almas de las vigas que no estén reforzadas por rigidizadores, y es válida para las secciones de uno y dos ejes de simetría, incluyendo las vigas híbridas, y los perfiles canal solicitados por fuerzas cortantes en el plano del alma.

La resistencia minorada a corte de almas con rigidizadores y el diseño mismo de los rigidizadores se especifican en los Artículos 17.3 y 17.4, respectivamente. Los paneles del alma sometidos a cortes muy elevados se tratarán en el Artículo 20.8.

La resistencia minorada a corte en la dirección del eje débil en las secciones antes mencionadas, y en secciones asimétricas se regirá por las disposiciones del Artículo 18.3.

La resistencia minorada a corte en las conexiones se tratan en los Artículos 21.15 y 21.16.

16.4.2 Determinación del área del alma

El área del alma, A_w , será igual a la altura total del miembro, d , multiplicada por el espesor de su alma, t_w .

16.4.3 Resistencia al corte

La resistencia minorada a corte de las almas no rigidizadas, con una relación ancho / espesor $h / t_w \leq 260$, será $\phi_v V_t$, con

$$\phi_v = 0.90$$

$$V_t = 0.6 F_{yw} A_w C_v \quad (16-21)$$

Con los siguientes valores para C_v

Cuando $h / t_w \leq$

$$C_v = 1$$

Cuando $2.4\sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 3.0\sqrt{E/F_{yw}}$

$$C_v = \frac{2.4\sqrt{E/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (16-22)$$

Cuando $3.0\sqrt{E/F_{yw}} < h/t_w \leq 260$

$$C_v = \frac{7.38E}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad (16-23)$$

Alternativamente el diseño por corte podrá hacerse utilizando el concepto de campo de tracción con las fórmulas dadas en el Artículo 17.3.

16.5 VIGAS EN CELOSÍA

Las vigas de celosías que forman parte de los pórticos del sistema resistente a sismos se diseñarán para garantizar la formación de zonas de disipación de energía en el tramo de las vigas, evitándolas en las columnas o en las conexiones con ellas, según los requisitos de la Sección 11.5.

16.6 VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA

Se analizará el efecto que las perforaciones del alma en las vigas de acero y en las vigas mixtas acero - concreto tienen en la resistencia. Cuando las solicitaciones mayoradas excedan la resistencia neta del miembro en la perforación, ésta se reforzará adecuadamente.

16.7 PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS

Los espesores o anchos de las alas puede variarse empalmando una serie de planchas o utilizando planchas de cubierta. El área total transversal de las planchas de cubierta en las vigas empernadas o remachadas no excederá el setenta por ciento (70 %) del área total del ala.

Los pernos de alta resistencia o soldaduras que conecten las alas a las almas, o las planchas de cubierta a las alas, se dimensionarán de tal forma que resistan la fuerza cortante horizontal total resultante de la flexión de las vigas. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes estará en proporción con la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no será superior a la máxima permitida en los Artículos 14.5 y 15.8 para miembros en tracción y compresión, respectivamente. Adicionalmente los pernos o soldaduras que unan las alas a las almas se dimensionarán a fin de transmitir a éstas cualquier carga aplicada directamente sobre las alas, a menos que se tomen las medidas adecuadas para transmitir tales cargas por aplastamiento directo.

Cuando la naturaleza de las cargas sea tal que producen variaciones repetidas de tensiones, los conectores deberán dimensionarse de conformidad con los requisitos del Apéndice D.

Las planchas de cubierta de longitud parcial se extenderán más allá de la sección donde teóricamente son necesarias, y la longitud adicional se fijará a la viga por medio de pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico, o soldaduras de filete adecuadas, trabajando a la resistencia minorada aplicable especificada en el Artículo 23.9 y la Sección 22.9.3 o en el Apéndice D, para desarrollar parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en la sección donde teóricamente se interrumpiría.

En el caso de planchas de cubierta soldadas, las soldaduras que conectan sus extremos a la viga en la longitud a' , que se define más adelante, serán adecuadas, trabajando a la resistencia minorada, para desarrollar la parte de las tensiones por flexión en la viga correspondiente a la plancha de cubierta en una distancia a' medida desde el extremo de la plancha. Esto puede requerir que el extremo de la plancha de cubierta se tenga que situar en una sección de la viga en la cual las tensiones por flexión sean menores que las que corresponden al punto de interrupción teórico. La longitud a' , medida desde el extremo de la plancha de cubierta será:

1. Una distancia igual al ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño igual o mayor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a' .
2. Una distancia igual a 1.5 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando exista una soldadura continua de tamaño menor que 0.75 del espesor de la plancha a través del extremo de la misma, y esta soldadura se continúe a lo largo de los dos bordes de la plancha en la longitud a' .
3. Una distancia igual a 2 veces el ancho de la plancha de cubierta, cuando no exista ninguna soldadura a través del extremo de la misma, pero sí soldaduras continuas a lo largo de los bordes de la plancha en la longitud a' .

16.8 MIEMBROS COMPUESTOS

Donde se utilizan dos o más vigas constituidas por perfiles I o canales para formar un miembro compuesto sometido a flexión, éstos deberán conectarse entre sí a intervalos no mayores de 150 mm. Para ello se pueden emplear pernos pasantes y separadores, con tal que en las vigas que tengan una altura de 300 mm o más se usen al menos dos pernos donde se sitúa cada separador. Cuando se transmitan o distribuyan cargas concentradas entre los perfiles componentes, se colocarán entre éstos diafragmas unidos con pernos o soldaduras que tengan la rigidez suficiente para transmitir tales cargas. Si las vigas están al descubierto, sus superficies interiores deberán estar selladas contra la corrosión, o su separación será lo suficientemente grande como para permitir su limpieza y pintura.

16.9 ARRIOSTRAMIENTOS

En las vigas los arriostramientos prevendrán el desplazamiento relativo entre sus alas, como ocurre en la torsión. La estabilidad lateral de las vigas será suministrado por arriostramiento lateral, arriostramiento torsional, o una combinación de ambos. En los miembro flexionados en doble curvatura no se considerará el punto de inflexión como un punto de arriostramiento.

La demanda de resistencia y rigidez del presente Artículo podrá ser sustituida por una análisis de segundo orden que incluya la desviación de la rectitud del miembro.

16.9.1 Arriostramiento lateral

El arriostramiento lateral se conectará cercano al ala comprimida, excepto en los voladizos donde el arriostramiento del extremo se conectará cerca del ala traccionada (ala superior). En la longitud a ser arriostrada de las vigas flexionadas en curvatura doble, los arriostramientos se conectarán en ambas alas en los puntos arriostrados.

a) Arriostramiento relativo

La resistencia a las fuerzas mayoradas

$$N_{br} = 0.004 M_u \alpha_{br} / h_o \quad (16-24)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{2.5 M_u \alpha_{br}}{\phi L_b h_o} \quad (16-25)$$

b) Arriostramiento nodal

La resistencia a las fuerzas mayoradas

$$N_{br} = 0.001 M_u \alpha_{br} / h_o \quad (16-26)$$

Rigidez del arriostramiento:

$$\beta_{br} = \frac{10 M_u \alpha_{br}}{\phi L_b h_o} \quad (16-27)$$

En éstas fórmulas

C_d = 1.0 para flexión en curvatura simple; 2.0 en curvatura doble.

M_u = Momento mayorado.

L_b = Distancia entre arriostramientos.

h_o = Distancia entre los centroides de las alas.

ϕ = 0.75.

Cuando la separación entre los puntos arriostrados sea menor que L_g , la máxima longitud no arriostrada para que la capacidad de la columna sea igual a la calculada con $k = 1$, se permitirá tomar L_b igual a L_g en las fórmulas (16-25) y (16-27).

16.9.2 Arriostramiento torsional

El arriostramiento torsional podrá ser conectado en cualquier localización de la sección transversal y no necesita ser conectado cerca del ala comprimida. La conexión entre el arriostramiento torsional y la viga deberá estar en capacidad de resistir el momento mayorado de la fórmula (16-24).

La resistencia al momento de arriostramiento mayorada

$$M_{br} = \frac{0.024 M_u L}{n C_b L_b} \quad (16-24)$$

Cuando la separación entre puntos arriostrados sea menor que L_g , se permitirá usar $L_b = L_g$ en la fórmula (16-24).

Rigidez del arriostramiento al momento mayorado.

$$\beta_T = \frac{2.4 L M_u^2}{\phi n E I_y C_b^2} \quad (16-25)$$

En éstas fórmulas:

C_b = Coeficiente de flexión definido por la fórmula (16-7).

I_y = Momento de inercia fuera del plano.

L = Luz del tramo.

M_u = Momento mayorado.

n = Número de puntos arriostrados nodalmente dentro del tramo.

ϕ = 0.75.

En los arriostramientos continuos se tomará $L/n = 1$ en las fórmulas (16-24) y (16-25), y el momento de arriostramiento y la rigidez por unidad de longitud del tramo.

La rigidez del sistema de arriostramiento, β_T , es

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{T_b}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (16-26)$$

con

β_{T_b} = Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones.

β_{sec} = Rigidez del alma de la viga y sus rigidizadores, conforme a la siguiente fórmula:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_s b_s^3}{12} \right) \quad (16-27)$$

Para arriostramiento torsional continuo, la rigidez del alma de la viga por unidad de longitud del tramo se calculará como:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 E t_w^3}{12 h_o} \quad (16-28)$$

donde

β_T = Rigidez torsional del arriostramiento y sus conexiones.

β_{sec} = Rigidez del alma de la viga y sus rigidizadores.

t_w = Espesor del alma de la viga.

t_s = Espesor del rigidizador del alma.

b_s = Ancho de los rigidizadores de un solo lado. Para pares de rigidizadores se usara el doble del ancho de un rigidizador individual.

Cuando sea requerido, el rigidizador se extenderá en toda la altura del miembro arriostrado y se conectará al ala si también se conecta un arriostramiento torsional. Alternativamente, se permite interrumpir el rigidizador a una distancia igual a $4t_w$ de cualquier ala de la viga que no esté directamente conectada a un arriostramiento torsional.

CAPÍTULO 17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA

17.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene las disposiciones de diseño por flexión que se aplicarán a las vigas armadas de sección simétrica con alma esbelta. La vigas de alas desiguales se diseñarán conforme a las disposiciones del Apéndice A2.1.

Se denominan vigas armadas aquellas cuyas secciones están compuestas por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten. Si el material de las alas y el alma son de distintas calidades de acero, la viga armada se designa como viga híbrida.

Se consideran almas esbeltas aquellas cuya relación ancho / espesor del alma, h/t_w es mayor que el valor límite $\lambda_r = 5.61\sqrt{E/F_y}$ dado en la Tabla 4.1(b).

El dimensionado de las vigas armadas, homogéneas o híbridas, se hará de conformidad con el Artículo 7.4.

La resistencia minorada a fuerza cortante y el diseño de los rigidizadores transversales en las vigas armadas con almas esbeltas podrá hacerse utilizando el concepto del campo de tracción, según las disposiciones del Artículo 17.3 o bien ignorándolo aplicando los requisitos del Artículo 16.4.

Las vigas armadas, híbridas o no, de alma sencilla, con uno o dos ejes de simetría, y cargadas en el plano del alma se diseñarán de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo o del Artículo 16.4 siempre que se satisfagan los siguientes límites:

(a) Cuando $a/h \leq 1.5$

$$\frac{h}{t_w} = 11.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-1)$$

(b) Cuando $a/h > 1.5$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{0.47E}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 1160)}} \quad (17-2)$$

donde:

F_{yf} = Tensión cedente mínima especificada del ala.

a = Distancia libre entre rigidizadores transversales.

h = Distancia libre entre las alas menos la transición o radio esquinero para perfiles laminados; y para secciones compuestas, la distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre las alas si se emplean soldaduras.

t_w = Espesor del alma.

En las vigas sin rigidizadores, la relación h / t_w será menor que 260.

17.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia minorada a flexión para vigas armadas con almas esbeltas será $\phi_b M_t$, donde el factor de minoración de la resistencia teórica es $\phi_b = 0.90$ y M_t es el menor valor del momento teórico obtenido de los estados límite de agotamiento resistente por plastificación del ala traccionada y por pandeo del ala comprimida. Para vigas con alas desiguales, en el Apéndice A2.1 se establecen los requisitos para determinar el parámetro λ_r para el estado límite por pandeo local del ala.

a) Estado límite por plastificación del ala traccionada

$$M_t = S_{xt} \alpha_{PG} F_{yt} \quad (17-3)$$

b) Estado límite por pandeo del ala comprimida

$$M_t = S_{xc} R_{PG} \alpha_{PG} F_{cr} \quad (17-4)$$

donde:

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.61 \sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \right) \leq 1.0 \quad (17-5)$$

α_{PG} = Coeficiente para vigas híbridas; en las vigas homogéneas, $\alpha_{PG} = 1.0$.

$$= \frac{12 + a_r (3m - m^3)}{12 + 2a_r} \leq 1.0 \quad (17-6)$$

F_{cr} = Tensión crítica del ala comprimida.

F_{yt} = Tensión de fluencia del ala traccionada.

S_{xc} = Módulo de sección referido al ala comprimida.

S_{xt} = Módulo de sección referido al ala traccionada.

a_r = Relación entre el área del alma y el área del ala comprimida (≤ 10).

h_c = Dos veces la distancia del baricentro a la línea de pernos en el ala comprimida o dos veces la distancia del baricentro a la cara interior del ala comprimida cuando se usa soldadura.

m = Relación entre la tensión de cedencia del alma y la tensión de cedencia del ala o F_{cr} .

La tensión crítica, F_{cr} , dependerá de los parámetros de esbeltez λ , λ_p , λ_r y C_{PG} como se indica a continuación:

Cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$F_{cr} = F_{yf} \quad (17-7)$$

Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$F_{cr} = C_b F_{yf} \left[1 - \frac{1}{2} \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] \leq F_{yf} \quad (17-8)$$

Cuando $\lambda > \lambda_r$

$$F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \quad (17-9)$$

En estas fórmulas los parámetros de esbeltez se calcularán tanto para el estado límite de agotamiento por pandeo torsional lateral como por pandeo local del ala; el estado límite por pandeo local del alma flexionada no es aplicable. El parámetro de esbeltez para el cual resulte el menor valor de F_{cr} controla el diseño.

a) Para el estado límite por pandeo lateral torsional

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \quad (17-10)$$

$$\lambda_p = 1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-11)$$

$$\lambda_r = 4.37 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-12)$$

$$C_{PG} = 20.1 \times 10^6 C_b \quad (17-13)$$

donde:

C_b = Coeficiente de flexión definido por la Fórmula (16-7).

r_T = Radio de giro de una sección que comprende el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomado respecto a un eje contenido en el plano del alma.

c) Para el estado limite por pandeo local del ala

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (17-14)$$

$$\lambda_p = 0.376 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (17-15)$$

$$\lambda_r = 1.33 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}/k_c}} \quad (17-16)$$

$$C_{PG} = 1.84 \times 10^6 k_c \quad (17-17)$$

donde

$$C_b = 1.0$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (4-1)$$

El valor de k_c estará acotado entre los siguientes valores, $0.35 \leq k_c \leq 0.763$.

17.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

La resistencia minorada a fuerza cortante será $\phi_v V_t$, con $\phi_v = 0.90$ como factor de minoración de la resistencia teórica V_t , la cual se calculará de acuerdo con los siguientes casos:

a) Cuando no se considera la acción del campo de tracción

No se permitirá usar la acción del campo de tracción en los paneles extremos de las vigas armadas no híbridas, en todos los paneles de las vigas híbridas y en las vigas armadas de altura variable linealmente, y cuando la relación a/h exceda de 3.0 o de $[260/(h/t_w)]^2$.

$$V_t = 0.6 A_w F_{yw} C_v \quad (17-18)$$

b) Cuando se considera la acción del campo de tracción

$$V_t = 0.6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (17-19)$$

En las fórmulas (17-18) y (17-19), el coeficiente de cortante que expresa la relación de la tensión crítica del alma según la teoría de pandeo lineal y la tensión de cedencia por cortante del material del alma, C_v tomará los siguientes valores:

Cuando $h/t_w \leq 1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = 1$$

Cuando $1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}} \leq h/t_w \leq 1.35 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{1.08 \sqrt{E k_v / F_{yw}}}{h/t_w} \quad (17-20)$$

Cuando $h/t_w > 1.35 \sqrt{E k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{1.48 E k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad (17-21)$$

Cuando no se utilicen rigidizadores, se usará la fórmula (17-18) y C_v se calculará con $k_p = 5.0$. Para los otros casos, el coeficiente de pandeo del alma, k_p , se calculará con la fórmula (17-22):

$$k_p = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (17-22)$$

$$k_p = 5.0 \text{ para } a/h > 3.0$$

$$k_p = 5.0 \text{ para } a/h > \left[260 / (h/t_w) \right]^2.$$

Véase también los Artículos 17.4 y 17.5

17.4 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

En las vigas armadas no se requerirán rigidizadores transversales cuando $h/t_w \leq 2.40 \sqrt{E/F_{yw}}$, o cuando el cortante mayorado, V_u , obtenido del análisis estructural sea menor o igual que la resistencia teórica minorada ϕV_t , con $\phi_v = 0.90$.

Para desarrollar el cortante requerido o para satisfacer las limitaciones del Artículo 17.1 se podrán colocar rigidizadores en ciertos tramos de la viga.

El momento de inercia de un par de rigidizadores, o de un rigidizador único, con referencia a un eje en el plano del alma no será menor de $a t_w^3 j$, donde:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (17-23)$$

Cuando se tome en cuenta la contribución del campo de tracción el área de rigidizador, A_{st} no será menor que la calculada con la Fórmula (17-24).

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0.15 \alpha_s h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v V_t} - 18 t_w^2 \right] \geq 0 \quad (17-24)$$

donde:

C_v = Relación de tensión crítica en el alma, de acuerdo con la teoría elástica del pandeo, respecto a su tensión cortante cedente, definido en el Artículo 17.3.

F_{yst} = Tensión cedente especificada para el material del rigidizador.

V_t = Resistencia teórica al cortante definida en el Artículo 17.3.

V_u = Cortante mayorado calculado en la localización del rigidizador.

α_s = 1 para rigidizadores colocados en pareja.

1.8 para rigidizadores constituidos por un solo ángulo.

2.4 para rigidizadores constituidos por una sola plancha.

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca del ala en tracción, siempre que el contacto no sea necesario para transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma - alas del perfil. Cuando se utilizan rigidizadores simples, éstos se unirán al ala comprimida si ésta consiste en una plancha rectangular, a fin de resistir cualquier tendencia a levantarse debida a la torsion en la plancha. Cuando el arriostramiento lateral esté unido a un rigidizador, o a un par de ellos, éstos a su vez se conectarán al ala comprimida a fin de transmitir un uno por ciento (1 %) de la fuerza total en el ala, a menos que ésta esté compuesta únicamente de ángulos.

La separación máxima de los pernos que conectan los rigidizadores al alma de la viga, medida centro a centro, no excederá de 300 mm. Si se emplean soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre éstas no será mayor de 16 veces el espesor del alma ni más de 250 mm.

17.5 CORTE Y FLEXIÓN COMBINADOS

Las almas de las vigas armadas que dependan de la acción del campo de tracción y en las cuales se cumplan simultáneamente:

$$0.6 \phi V_t \leq V_u \leq \phi V_t \quad (17-25)$$

$$0.75 \phi M_t \leq M_u \leq \phi M_t \quad (17-26)$$

se dimensionarán de manera que satisfagan el siguiente criterio de interacción corte –flexión:

$$\frac{M_u}{M_t} + 0.625 \frac{V_u}{V_t} \leq 1.375 \phi \quad (17-27)$$

donde:

M_t = Resistencia teórica a la flexión de las vigas armadas según el Artículo 17.2 o la Sección 16.3.

V_t = Resistencia teórica a cortante según el Artículo 17.3.

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica, igual a 0.90 en las fórmulas (17-25) a (17-27).

17.6 ARRIOSTRAMIENTOS

Se aplicarán los requisitos del Artículo 16.9.

CAPÍTULO 18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

18.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño de los miembros prismáticos sometidos a fuerzas normales y momentos de flexión simultáneas con respecto a uno o a los dos ejes de simetría, con o sin torsión, o torsión solamente.

También se suministran fórmulas alternas para el diseño perfiles de forma de I con una relación $b_f / d \leq 1$ y secciones cajón solicitadas biaxialmente que forman parte de pórticos arriostrados.

El diseño de los miembros con altura variable linealmente se hará conforme a las disposiciones del Artículo 19.7 y el de los perfiles L individuales, conforme al Apéndice C.

18.2 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

18.2.1 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión

A menos que se realice un análisis más detallado, los miembros sometidos a compresión normal y flexión simultáneas se dimensionarán para satisfacer los siguientes fórmulas de interacción N- M:

a) Cuando $N_u / \phi N_t \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1.0 \quad (18-1a)$$

b) Cuando $N_u / \phi N_t < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}} \right) \leq 1.0 \quad (18-1b)$$

En estas fórmulas los segundos subíndices x e y indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las solicitaciones y las variables que a continuación se definen:

N_t = Resistencia teórica a la compresión calculada según el Artículo 15.5.

N_u = Solicitación mayorada a compresión normal.

M_t = Resistencia teórica a flexión determinada de acuerdo con el Artículo 16.3.

M_u = Solicitación mayorada a flexión, calculada según el Artículo 9.5.

$\phi = \phi_b =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.
 $\phi_c =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión ; $\phi_c = 0.85$.

18.2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción

A menos que se realice un análisis más detallado, los miembros sometidos a tracción normal y flexión simultáneas se dimensionarán para satisfacer las fórmulas (18-1a) y (18-1b) con las siguientes modificaciones en la definición de las variables:

N_t = Resistencia teórica a tracción , calculada según el Artículo 14.4.

N_u = Solicitación mayorada a tracción.

$\phi = \phi_b =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.
 $\phi_t =$ Factor de minoración de la resistencia teórica a tracción; véase el Artículo 14.4.

18.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOMETIDOS A TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE, Y/O FUERZAS NORMALES

La resistencia minorada ϕF_y de los miembros de sección asimétrica o miembros sometidos a momentos torsores o combinaciones de torsión, flexión, corte y/o fuerzas normales será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico expresadas en términos de tensiones normales f_{un} o tensiones cortantes f_{uv} . Se estudiarán los siguientes modos de fallas para el estado límite de agotamiento resistente, permitiéndose la ocurrencia de alguna cedencia local restringida adyacente a las áreas que permanezcan elásticas.

(a) Para el estado límite de agotamiento resistente de cedencia por fuerzas normales

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (18-2)$$

$$\phi = 0.90$$

(b) Para el estado límite de agotamiento resistente de cedencia por corte

$$f_{uv} \leq 0.6 \phi F_y \quad (18-3)$$

$$\phi = 0.90$$

(c) Para el estado límite de agotamiento resistente por pandeo

Según sea el caso

$$f_{un} \leq \phi_c F_{cr} \text{ o } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr} \quad (18-4)$$

con $\phi_c = 0.85$.

F_{cr} puede calcularse con las fórmulas (15-2) o (15-3), la que sea aplicable.

18.4 FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

Para el estado límite de agotamiento resistente, en lugar de las fórmulas (18-1) se podrán utilizar las siguientes fórmulas de interacción N- M para los miembros de pórticos arriostrados, cuya sección transversal tenga la forma de I o de H con una relación $b_f/d \leq 1.0$ y para las secciones cajón de forma cuadrada o rectangular.

Deberán satisfacerse ambas fórmulas (18-5) y (18-6).

$$\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{px}^*} \right]^{\zeta} + \left[\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{py}^*} \right]^{\zeta} \leq 1.0 \quad (18-5)$$

$$\left[\frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{tx}^*} \right]^{\eta} \left[\frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ty}^*} \right]^{\eta} \leq 1.0 \quad (18-6)$$

Los términos de las fórmulas (18-5) y (18-6) se calcularán como sigue:

a) Para miembros de sección I o H

Cuando $b_f / d \leq 0.5$

$$\xi = 1.0$$

Cuando $0.5 \leq b_f / d \leq 1.0$:

$$\xi = 1.6 - \frac{N_u / N_y}{2 \ln(N_u / N_y)} \quad (18-7)$$

Cuando $b_f / d < 0.3$

$$\eta = 1.0$$

Cuando $0.3 \leq b_f / d \leq 1.0$:

$$\eta = 0.4 + \frac{N_u}{N_y} + \frac{b_f}{d} \geq 1.0 \quad (18-8)$$

donde:

$$M_{px}^* = 1.2 M_{px} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{px} \quad (18-9)$$

$$M_{py}^* = 1.2 M_{py} \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_y} \right)^2 \right] \leq M_{py} \quad (18-10)$$

$$M_{tx}^* = M_{tx} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ex}} \right] \quad (18-11)$$

$$M_{ty}^* = M_{ty} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ey}} \right] \quad (18-12)$$

b) Para miembros de sección cajón, cuadradas o rectangulares

$$\zeta = 1.7 - \frac{N_u / N_y}{2 \ln(N_u / N_y)} \quad (18-13)$$

$$\eta = 1.7 - \frac{N_u / N_y}{\ln(N_u / N_y)} - a \lambda_x \left(\frac{N_u}{N_y} \right)^b > 1.1 \quad (18-14)$$

Cuando $N_u / N_y \leq 0.4$

$$a = 0.06 \text{ y } b = 1.0$$

Cuando $N_u / N_y > 0.4$

$$a = 0.15 \text{ y } b = 2.0$$

$$M_{px}^* = 1.2 M_{px} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{px} \quad (18-15a)$$

$$M_{py}^* = 1.2 M_{py} \left[1 - \frac{N_u}{N_y} \right] \leq M_{py} \quad (18-15b)$$

$$M_{tx}^* = M_{tx} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ex}} \frac{1.25}{(b/h)^{1/3}} \right] \quad (18-16)$$

$$M_{ty}^* = M_{ty} \left[1 - \frac{N_u}{\phi_c N_t} \right] \left[1 - \frac{N_u}{N_{ey}} \frac{1.25}{(b/h)^{1/2}} \right] \quad (18-17)$$

A continuación se indica el significado de las variables utilizadas en el Artículo 18.4:

- C_m = Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes; véase el Artículo 9.5.
- N_t = Resistencia teórica a la compresión calculada según la Sección 15.5.1.
- N_u = Solicitación normal mayorada.
- N_y = Resistencia teórica a la cedencia por compresión $A F_y$.
- ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia nominal por flexión, igual a 0.90.
- ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a la compresión, igual a 0.85.
- N_t = Carga normal de pandeo elástico, calculada según la fórmula de Euler, $A F_y / \lambda_c^2$, Definida en el Capítulo 15.
- M_u = Momento flector mayorado.
- M_t = Resistencia teórica a la flexión, calculada según el Artículo 16.3.
- M_p = Momento plástico $\leq 1.5 F_y S$.
- b = Ancho exterior de la sección cajón paralelo al eje principal x.
- h = Altura exterior de la sección cajón perpendicular al eje principal x.

CAPÍTULO 19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

19.1 ALCANCE

El diseño de los miembros de altura variable linealmente que satisfacen los requisitos de este Capítulo estará controlado por las disposiciones de los Capítulos 14 al 18, excepto cuando se vean afectados por las modificaciones establecidas aquí.

19.2 REQUISITOS GENERALES

Para los efectos de la aplicación de esta Norma un miembro de altura variable tendrá que cumplir con los siguientes requisitos:

1. Las áreas de las dos alas serán iguales y se mantendrán constantes en toda la longitud del miembro.
2. Los miembros flexionados, poseerán al menos un eje de simetría, el cual será perpendicular al plano de flexión.
3. La altura variará linealmente de acuerdo a la fórmula (19-1):

$$d = d_o \left(1 + \frac{\gamma_z}{L} \right) \quad (19-1)$$

donde:

L = Longitud no arriostrada de un miembro de altura variable, medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento.

d_o = Altura en el extremo menor de un miembro de altura variable.

d_L = Altura en el extremo mayor de un miembro de altura variable.

z = Distancia desde el extremo menor de un miembro de altura variable.

$\gamma = (d_L - d_o) / d_o \leq 0.268 (L / d_o)$ o de 6.0.

19.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN

La resistencia minorada a tracción de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo con el Artículo 14.4.

19.4 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La resistencia minorada a compresión de los miembros de altura variable linealmente se determinará de acuerdo con la Sección 15.5.1, utilizando el parámetro de esbeltez efectiva λ_γ calculado con las fórmulas (19-2a) y (19-2b).

Para flexión alrededor del eje de menor momento de inercia

$$\lambda_\gamma = \frac{kL / r_{oy}}{\pi} \sqrt{\frac{\phi_{as} F_y}{E}} \quad (19-2a)$$

Para flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$\lambda_\gamma = \frac{k_\gamma L / r_{ox}}{\pi} \sqrt{\frac{\phi_{as} F_y}{E}} \quad (19-2b)$$

donde:

F_y = Tensión cedente mínima especificada del tipo de acero usado.

k = Factor de longitud efectiva para un miembro prismático.

k_γ = Factor de longitud efectiva para un miembro de altura variable, determinado analíticamente.

r_{ox} = Radio de giro respecto al eje mayor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable.

r_{oy} = Radio de giro respecto al eje de menor inercia en el extremo menor de un miembro de altura variable.

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por pandeo local, véase el Capítulo 15.

En la fórmula (15-1), se utilizará para A el valor del área correspondiente a la sección menor del miembro de altura variable.

19.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La resistencia minorada a flexión de los miembros de altura variable determinada por el estado límite de agotamiento resistente al pandeo por torsión lateral será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$ y el momento nominal calculado por la fórmula (19-3):

$$M_t = 1.67 S_x^* F_{by} \quad (19-3)$$

donde:

S_x^* = Módulo elástico de la sección crítica en la longitud no arriostrada de la viga bajo consideración.

$$F_{by} = \left[1.0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \right] 0.67F_y \leq 0.60F_y \quad (19-4)$$

a menos que $F_{by} \leq F_y / 3$, en cuyo caso

$$F_{by} = B\sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2} \quad (19-5)$$

En las fórmulas precedentes

$$F_{sy} = \frac{0.4E}{h_s L d_o / A_f} \quad (19-6)$$

$$F_{wy} = \frac{5.7E}{(h_w L / r_{To})^2} \quad (19-7)$$

donde:

A_f = Área del ala comprimida.

$$h_s = 1.0 + 0.0230\gamma\sqrt{L d_o / A_f} \quad (19-8)$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L / r_{To}} \quad (19-9)$$

r_{To} = Radio de giro de una sección en el extremo menor, formada únicamente por el ala comprimida más un tercio del área comprimida del alma, tomada respecto a un eje en el plano del alma

γ = $(d_L - d_o) / d_o$ se obtendrá para la longitud no arriostrada que contiene la máxima tensión calculada debida a la flexión.

El valor del coeficiente B se determina de la siguiente manera:

(a) Cuando el momento máximo M_2 en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, está situado en el segmento central, y M_1 es el momento mayor en un extremo de la parte del miembro constituido por tres segmentos:

$$B = 1.0 + 0.37 \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.50 \gamma \left(1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 1.0 \quad (19-10)$$

La relación de momentos M_1 / M_2 se considera negativa cuando se produce curvatura simple. En el caso poco frecuente en que M_1 / M_2 es positivo, se recomienda tomarla igual a cero

(b) Cuando la mayor tensión calculada debida a la flexión f_{b2} ocurre en el extremo mayor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos.

$$B = 1.0 + 0.58 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) - 0.70 \gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (19-11)$$

(c) Cuando la mayor tensión de flexión calculado f_{b2} se presenta en el extremo menor de dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y f_{b1} es la tensión calculada debida a la flexión en el extremo mayor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.55 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) + 2.20 \gamma \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0 \quad (19-12)$$

En las fórmulas (19-11) y (19-12) la relación de tensiones f_{b1} / f_{b2} se considera negativa cuando se produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados, f_{b1} / f_{b2} se considera positivo. Además, la relación de tensiones f_{b1} / f_{b2} es diferente de cero.

(d) Cuando la tensión calculada debida a la flexión en el extremo menor de un miembro de altura variable linealmente o en un segmento del mismo es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt{\gamma}} \quad (19-13)$$

El factor γ se calculará para la longitud no arriostrada adyacente al punto de tensiones flectoras nulas, como :

$$\gamma = (d_L - d_o) / d_o$$

19.6 RESISTENCIA A CORTE

La resistencia minorada a corte de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo con el Artículo 16.4.

19.7 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

En los miembros de una sola alma de altura variable solicitados simultáneamente por flexión y compresión con respecto al eje mayor inercia se aplicarán las fórmulas (18-1) con las siguientes modificaciones:

N_u y N_{cx} se calcularán con las propiedades del extremo menor, utilizando los coeficientes de longitud efectiva k apropiados.

M_{tx} , M_u , M_{px} se calcularán en el extremo mayor.

$M_{tx} = 1.67 S_x^* F_{by}$, siendo S_x^* el módulo elástico de la sección en el extremo mayor y F_{by} la tensión de diseño flexional de los miembros de altura variable.

C_{mx} se reemplaza por C_m^* calculado como sigue:

- (a) Cuando el miembro está sometido a momentos en sus extremos que causan flexión en curvatura simple y momentos calculados de flexión aproximadamente iguales en los extremos:

$$C_m^* = 1.0 + 0.1 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right) + 0.3 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{ex}} \right)^2 \quad (19-14)$$

- (b) Cuando el momento calculado debido a la flexión en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero:

$$C_m^* = 1.0 + 0.9 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{cx}} \right) + 0.6 \left(\frac{N_u}{\phi_b N_{cx}} \right)^2 \quad (19-15)$$

Se podrán utilizar valores reales del área y del módulo elástico de la sección en el tramo que se investiga cuando se cumpla que el parámetro de esbeltez efectiva $\lambda_y \geq 1.5$ y los tensiones combinados se verifican a intervalos crecientes a lo largo de la longitud del miembro.

19.8 ARRIOSTRAMIENTOS

Se aplicarán los requisitos de los Artículos 15.11 y 16.9.

CAPÍTULO 20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS

20.1 ALCANCE

Este Capítulo suministran los criterios y consideraciones adicionales necesarios para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas concentradas sobre las alas y almas de los miembros y las conexiones entre vigas y columnas. Se aplicarán tanto a las fuerzas individuales de compresión o tracción, como a las parejas de fuerzas según se indica en cada Artículo. Los pares de fuerzas concentradas actuarán del mismo lado del miembro cargado.

Para controlar el estado límite de agotamiento resistente por flexión local, según se establece en el Artículo 20.2, se colocarán rigidizadores transversales; también en los extremos no conectados de las vigas, según el Artículo 20.8. Para controlar los estados límites de agotamiento resistente del alma por cedencia, aplastamiento local, desplazamiento lateral por pandeo y pandeo por compresión, se colocarán rigidizadores transversales o planchas adosadas según lo dispuesto en los Artículos 20.3 a 20.7. También, según lo dispuesto en el Artículo 20.8, se colocarán planchas adosadas al alma para controlar el corte en el panel formado por la conexión de vigas a columna.

Los rigidizadores transversales requeridos por los Artículos 20.2 a 20.7 cumplirán con las disposiciones del Artículo 20.9. Las planchas adosadas al alma requeridas por los Artículos 20.3 a 20.6 también deberán cumplir con los requisitos del Artículo 20.10.

20.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS

Este Artículo se aplicará a las fuerzas de tracción, tanto las individuales como a la componente de tracción del par aplicado. Se dispondrá un par de rigidizadores transversales con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, en el ala que distribuye la fuerza concentrada de tracción, cuando las solicitaciones mayoradas sobre el ala exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t , calculada con la fórmula (20-1) y un factor de minoración de la resistencia teórica de $\phi = 0.90$.

$$R_t = 6.25 t_f^2 F_{yf} \quad (20-1)$$

donde

F_{yf} = Tensión de cedencia mínima especificado para el ala.

t_f = Espesor del ala solicitada.

Cuando la fuerza concentrada a ser resistida esté aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10 t_f$, siendo t_f el espesor del ala del miembro, la resistencia teórica R_t se reducirá en un cincuenta por ciento (50%).

No será necesario verificar la fórmula (20-1) cuando la longitud de la zona solicitada del ala, medida a lo ancho del ala es menor que $0.15 b_f$, siendo b_f el ancho del ala del miembro.

Los rigidizadores transversales requeridos, se soldarán al ala cargada para desarrollar la porción soldada del rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma se dimensionará para transferir las fuerzas no balanceadas en el rigidizador al alma. Véase el Artículo 20.9.

20.3 CEDENCIA LOCAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará tanto a las fuerzas concentradas individuales como a las dos componentes del par de fuerzas concentradas.

Se dispondrá un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión cuando las solicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 1.0$ y la resistencia teórica R_t se determinará de la siguiente manera:

- (a) Cuando la fuerza concentrada, esté aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor que la altura de éste,

$$R_t = (5 d_f + d_R) F_{yw} t_w \quad (20-2)$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es menor o igual a la altura de éste,

$$R_t = (2.5 d_f + d_R) F_{yw} t_w \quad (20-3)$$

donde:

F_{yw} = Tensión mínima de cedencia especificada para el alma.

d_R = Longitud de contacto. No deberá ser menor que d_f para las reacciones en los extremos de la viga.

d_f = Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma.

t_w = Espesor del alma.

Cuando se requieran rigidizadores transversales debido a las fuerzas de tracción normales al ala, éstos se soldarán al ala cargada para desarrollar la parte conectada del rigidizador. Cuando los rigidizadores transversales sean necesarios para soportar las fuerzas de compresión normales al ala, éstos se apoyarán o soldarán al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma será dimensionada para transmitir las fuerzas no balanceadas del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requiera de planchas adosadas al alma, véase el Artículo 20.10.

20.4 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará a las fuerzas de compresión, tanto las individuales como a la componente de compresión del par de fuerzas concentradas.

Se dispondrá o bien un rigidizador transversal o un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma, con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o de compresión cuando las solicitaciones mayoradas sobre el borde de los filete del alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

- (a) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia igual o mayor de $d/2$ del extremo del miembro:

$$R_t = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-4)$$

- (b) Donde la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia menor de $d/2$ del extremo del miembro:

Cuando $d_R / d \leq 0.2$

$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-5a)$$

Cuando $d_R / d > 0.2$

$$R_t = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 d_R}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (20-5b)$$

En las Fórmulas (20-4) y (20-5), d representa la altura total del miembro y t_f el espesor del ala.

Cuando se requieran rigidizadores transversales éstos se apoyarán o soldarán al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma serán dimensionados para transmitir las fuerzas no balanceadas del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requiera de planchas adosadas al alma, véase el Artículo 20.10.

20.5 PANDEO LATERAL DEL ALMA

Este Artículo se aplicará solamente a las fuerzas de compresión individuales aplicada a los miembros cuando se pueda producir un movimiento lateral relativo entre el ala comprimida y el ala traccionada no restringida en el punto de aplicación de la fuerza concentrada. El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.85$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

- (a) Si el ala comprimida está impedida de rotar:

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) \leq 2.3$

$$R_t = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \quad (20-6)$$

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) > 2.3$, no será necesario verificar el estado límite de agotamiento resistente por pandeo lateral del alma.

Se dispondrá de arriostramiento lateral local en el ala traccionada, o bien un par de rigidizadores transversales una plancha adosada al alma con longitud de por lo menos la mitad de la altura del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de compresión, cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia minorada ϕR_t .

Cuando se requieran rigidizadores transversales, éstos podrán ser apoyados o soldados al ala cargada para desarrollar a totalidad de la carga aplicada. La soldadura que conecta el rigidizador transversal al alma será dimensionada para transmitir la fuerza del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.9.

Alternativamente, cuando se requieran planchas adosadas, éstas se diseñarán para desarrollar la totalidad de la fuerza aplicada. Véase también el Artículo 20.12.

- (b) Si el ala cargada no está restringida contra rotación:

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) \leq 1.7$:

$$R_t = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \quad (20-7)$$

Cuando $(h/t_w)/(L/b_f) > 1.7$ no se necesitará verificar el estado límite de pandeo del alma.

Se suministrará arriostramiento lateral local en ambas alas en el punto de aplicación de las fuerzas concentradas cuando las solicitaciones mayoradas excedan su resistencia minorada ϕR_t .

En las fórmulas (20.6) y (20.7), las variables tiene la siguiente significación:

$C_r = 67.5 * 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u < M_y$.
 $33.75 * 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, cuando en el punto de aplicación de la fuerza, $M_u \geq M_y$.

L = La mayor longitud sin soporte lateral a lo largo de cualquier ala en el punto de aplicación de la carga concentrada.

b_f = Ancho del ala.

h = Altura libre del alma, comprendida entre las alas, descontando el filete o radio de transición para perfiles laminados; la distancia entre líneas de conectores o la distancia libre entre las alas de perfiles soldados o secciones armadas.

t_w = Espesor del alma.

20.6 PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA

Este Artículo se aplicará a un par de fuerzas concentradas de compresión así como a las componentes de compresión en pares de fuerzas concentradas, aplicadas en el mismo sitio a ambas alas de un miembro.

Se dispondrá o bien un rigidizador transversal o un par de rigidizadores transversales o una plancha adosada al alma con longitud igual a toda la altura del alma, adyacentes a las fuerzas concentradas en ambas alas cuando las solicitaciones mayorada sobre el alma exceda su resistencia teórica minorada ϕR_t . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.90$ y la resistencia teórica R_t se calculará con la fórmula siguiente:

$$R_t = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \quad (20-8)$$

Cuando el par de fuerzas de compresión concentradas esté aplicado a una distancia medida desde el extremo del miembro menor que $d/2$, el valor de resistencia teórica R_t podrá reducirse en un cincuenta por ciento (50%).

Cuando se requieran rigidizadores transversales, éstos podrán ser apoyados o soldados al ala cargada para desarrollar a totalidad de la carga aplicada. La soldadura que conecta el rigidizador transversal al alma será dimensionada para transmitir la fuerza del rigidizador al alma. Véase también el Artículo 20.11.

Alternativamente, cuando se requieran planchas adosadas, éstas se diseñarán para desarrollar la totalidad de las fuerza aplicada. Véase también el Artículo 20.12.

20.7 CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Este Artículo se aplicará a los pórticos de acero no arriostrados con diagonales con Nivel de Diseño ND1. Para los otros Niveles de Diseño se aplicarán los requisitos del Capítulo 11.

Se dispondrán planchas adosadas en la zona del panel de las conexiones viga - columna, tal como se define en el Apéndice G, cuando los cortantes mayorados excedan la resistencia minorada ϕR_v . El valor del factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.90$, excepto que controlen los requisitos de la Sección 11.4.5, y la resistencia teórica R_v se calculará de la siguiente manera:

- a) Cuando en el análisis no se consideren los efectos de la deformación del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $N_u \leq 0.40 N_y$

$$R_v = 0.7 F_y d_c t_w \quad (20-9)$$

Cuando $N_u > 0.40 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1.4 - \frac{N_u}{N_y} \right] \quad (20-10)$$

- b) Cuando en el análisis se consideren los efectos de la deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{ef} t_{ef}^2}{d_b d_c t} \right] \quad (20-11)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{ef} t_{ef}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (20-12)$$

En éstas fórmulas las variables tiene el siguiente significado:

A = Área de la sección transversal de la columna.

F_y = Tensión de cedencia del alma de la columna.

N_y = Resistencia cedente a fuerzas normales de la columna, igual al producto $F_y A$.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura de la viga.

d_c = Altura de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_w = Espesor del alma de la columna.

Cuando se requieran planchas adosadas al alma, éstas satisfarán los criterios y requisitos del Artículo 16.4 y serán soldadas para desarrollar la proporción de la fuerza total de corte que deben resistir.

20.8 EXTREMOS DE VIGAS NO CONECTADAS

Se colocará un par de rigidizadores transversales que cubran toda la altura del alma. En los extremos de las vigas no conectadas y no restringidos contra la rotación alrededor de sus ejes longitudinales Véase el Artículo 20.9.

20.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES REQUERIDOS POR FUERZAS CONCENTRADAS

Los rigidizadores transversales cumplirán con los siguientes criterios:

- (1) La suma del ancho de cada rigidizador más la mitad del espesor del alma de la columna no será menor que un tercio del ancho del ala o de la plancha de conexión de momento que entrega la fuerza concentrada.
- (2) Excepto que controlen los requisitos de la Sección 11.2.5, el espesor del rigidizador no será menor que la mitad del espesor del ala o de la plancha de la conexión de momento que entrega la carga concentrada, ni menor que su ancho multiplicado por $1.82\sqrt{F_y/E}$.

En las almas de las vigas se colocarán rigidizadores transversales de soporte que se diseñarán como columnas sometidas a las disposiciones de la Subsección 15.5.1, suponiendo que la sección de la columna está constituida por el par de rigidizadores y una franja del alma centrada con respecto a éstos, cuyo ancho es igual a no más de 25 veces su espesor cuando se trata de rigidizadores internos, o no más de 12 veces su espesor en el caso de rigidizadores situados en el extremo del alma. Para calcular la relación de esbeltez L/r se tomará una longitud efectiva no inferior a $0.75 h$. La soldadura que conecta los rigidizadores al alma deberá ser dimensionada para que transmita las fuerzas en exceso del alma a los rigidizadores. Para la fijación de los rigidizadores de carga, véase la Sección 20.16.1.

20.10 REQUISITOS ADICIONALES PARA LAS PLANCHAS ADOSADAS AL ALMA REQUERIDAS POR FUERZAS CONCENTRADAS

Las planchas adosadas requeridas en los Artículos 20.2 a 20.8 también cumplirán con los siguientes criterios:

- 1 El espesor y la extensión de las planchas adosadas suministrará el material necesario para igualar o exceder las solicitaciones mayoradas.
- 2 La soldadura de las planchas adosadas desarrollarán la proporción del total de las fuerzas transmitidas a éstas.

PARTE 4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

CAPÍTULO 21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

21.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de las conexiones constituidas por los elementos afectados de los miembros conectados, los elementos de conexión y los medios de unión. Las conexiones y sus componentes se diseñarán para que su resistencia minorada sea igual o mayor que las demandas mayoradas obtenidas de una análisis estructural sobre la estructura o una proporción especificada de la resistencia de los miembros conectados, la que sea apropiada.

El diseño de los elementos afectados de los miembros conectados se tratan en el Artículo 21.14 y el de los elementos de conexión en el Artículo 21.15; las placas bases se abordan en el Artículo 15.10. Los requisitos para el diseño con pernos o soldaduras, se tratan en los Capítulos 21 y 22, respectivamente. Los requisitos sismorresistentes se contemplan en los Artículos 21.2, 21.7 y 21.11, y el efecto de fatiga en el Apéndice D.

21.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Adicionalmente a los requisitos sismorresistentes contemplados en este Capítulo, en los Artículos 21.7 y 21.11, las conexiones, juntas y medios de unión (pernos y soldaduras), utilizados en los miembros que forman parte del sistema resistente a sismos cumplirán con los requisitos particulares correspondientes a cada sistema estructural. Véase los Artículos 22.2 y 23.2.

21.3 RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES

Las conexiones que hayan de transmitir solicitaciones se diseñarán para una fuerza cortante mayorada no menor de 5000 kgf, excepto en las rejillas, tensores y correas.

21.4 CONEXIONES SOMETIDAS A CARGAS EXCÉNTRICAS

Siempre que sea posible, los ejes baricéntricos de los miembros cargados normalmente que concurren en un punto, se intersectarán en éste; de no ser así, se tomarán en cuenta las fuerzas cortantes y flectoras debidas a la excentricidad. Véase también el Artículo 21.11.

21.5 CONEXIONES SIMPLES

Excepto que el ingeniero estructural lo establezca de otra manera en los documentos del proyecto, las conexiones de las vigas o celosías se diseñarán como flexibles, y normalmente podrán diseñarse sólo para las reacciones de cortante. Las conexiones flexibles en las vigas absorberán las rotaciones de los extremos de las vigas simplemente apoyadas, permitiéndose alguna acción inelástica autolimitada en la conexión para lograr esto. Véase el Artículo 3.4.

21.6 CONEXIONES RÍGIDAS

Las conexiones en los extremos de las vigas y celosías empotradas, se diseñarán considerando los efectos combinados de los momentos y las fuerzas cortantes resultantes de la rigidez de la conexión.

21.7 EMPALMES

21.7.1 Empalmes de columnas

Los empalmes de las columnas deberán tener una resistencia minorada igual o mayor que las solicitaciones especificadas en el Capítulo 10. Las columnas de los sistemas resistentes a sismos satisfarán o excederán las solicitaciones establecidas en la Sección 15.5.1, y cumplirán con los siguientes requisitos:

- a) En el segmento adyacente a la conexión viga – columna no se permitirán empalmes con juntas soldadas de ranura de penetración parcial o soldaduras de filete. La longitud de este segmento será el menor valor entre 1.20 m y la mitad de la altura libre de la columna. Los empalmes que estén solicitados por fuerzas netas de tracción bajo la combinación (10-10) se realizarán con material de relleno que cumpla con los requisitos de tenacidad dados en el Artículo 23.2, además de cumplir con los dos requisitos siguientes:
 1. En las juntas soldadas de penetración parcial la resistencia minorada deberá ser por lo menos igual al doscientos por ciento (200 %) de las solicitaciones mayoradas.
 2. La solicitación mayorada mínima para cada ala no será menor que $0.5 R_y F_y A_f$, en donde $R_y F_y$ es la resistencia cedente esperada del material de la columna y A_f es el área del ala de la menor columna conectada.
- b) No se requerirán transiciones biseladas en las uniones de columnas con juntas soldadas de ranura de penetración parcial permitidas en el párrafo (a), cuando ocurran cambios de espesor y de ancho de las alas.

21.7.2 Empalmes en vigas

Los empalmes en las vigas que se efectúen mediante soldaduras de ranura deberán ser capaces de desarrollar totalmente la resistencia minorada de la menor de las secciones empalmadas. Los empalmes de otros tipos, realizados en las secciones transversales de las vigas, deberán ser capaces de desarrollar las solicitaciones mayoradas en el punto de empalme.

21.7.3 Empalmes en secciones pesadas

Esta Sección se aplicará a los perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M, o los miembros compuestos fabricados con planchas de más de 50 mm de espesor y en donde la sección transversal empalmada está sometida a fuerzas de tracción debidas a tracción o tracción por flexión. Cuando los elementos individuales de la sección transversal se empalman previamente a la formación de la sección transversal del miembro compuesto, de acuerdo con el Artículo 5.2.16 de la Norma AWS D1.1, los requisitos establecidos en este Artículo se sustituirán por las disposiciones aplicables de la AWS D1.1. Cuando en estas secciones las fuerzas de tracción son transmitidas a través de los empalmes soldados de ranura de penetración completa, se cumplirá con las siguientes disposiciones contenidas en la presente Norma:

Sección 5.2.3 y Artículos 5, en lo referente a requisitos de entalladura - tenacidad del material.

Sección 21.9, requisitos sobre los detalles de los agujeros de acceso por soldadura.

Artículo 23.5, requisitos de precalentamiento de la soldadura.

Artículo 33.4, requisitos para la preparación e inspección de las superficies cortadas térmicamente.

En los empalmes a tracción de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, se eliminarán las planchas de respaldo así como cualquier material necesario para iniciar o terminar la soldadura, dejando las superficies lisas.

En los empalmes de los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, utilizados como miembros principales a compresión, así como en todos los agujeros de accesos hechos para facilitar la operaciones de la soldadura de ranura se satisfarán las disposiciones del Artículo 21.9.

Alternativamente, los empalmes de tales miembros comprimidos, incluyendo aquellos miembros solicitados a tracción debido a las acciones del viento o de sismo, cumplirán con los detalles de empalmes que no induzcan grandes tensiones de retracción en la soldaduras, como por ejemplo las soldaduras de ranura de penetración parcial en las alas con la soldadura de filete en las superficies solapadas de las planchas de empalmes en el alma, planchas de empalmes empernadas solapadas en el alma, o la combinación de planchas de empalmes de planchas solapadas empernadas y/o soldadas a filete.

21.8 PLANCHAS DE RELLENO

En las construcciones soldadas, las plancha de relleno con espesor igual o mayor que 6 mm se prolongarán más allá de los bordes de la plancha de empalme, y se soldarán a la parte sobre la cual se acomode con suficiente soldadura para transmitir la carga de la plancha de empalme, aplicada sobre la superficie de una plancha de relleno. Las soldaduras que unen las planchas de empalmes al elemento de relleno transmitirán la carga de la plancha de empalme y deberán tener suficiente longitud para evitar sobrecargar el elemento de relleno a lo largo del borde de la soldadura. Cualquier plancha de relleno con espesor menor de 6 mm deberá quedar a ras con los bordes de la plancha de empalme. El tamaño de la soldadura deberá ser el requerido para transmitir la carga en la plancha de empalme sumado el espesor de la plancha de relleno.

Cuando los pernos que soporten las cargas de cálculo pasen a través de planchas de relleno más gruesas de 6 mm, excepto en conexiones de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia, los rellenos se extenderán más allá del material de empalme. Tal prolongación se fijará con suficientes pernos para distribuir uniformemente la tensión total en el miembro sobre la sección constituida por éste y el relleno, o bien se incluirá en la conexión un número equivalente de pernos. Las planchas de relleno con espesores desde 6 hasta 19 mm inclusive, no necesitarán extenderse y desarrollarse si la resistencia minorada al cortante de los pernos se reduce por el factor $0.4(t - 6)$, donde t es el espesor total de las planchas de relleno superior a 19 mm.

21.9 CORTES EN LAS VIGAS Y AGUJEROS DE ACCESO

Todos los agujeros de accesos necesarios para facilitar las operaciones de soldadura tendrán una longitud desde el borde de preparación de la soldadura no menor de 1.5 veces el espesor del material en el cual se hace el agujero. La altura del agujero de acceso será adecuado para la deposición del metal de soldadura en las planchas adyacentes, con holgura para las planchas requeridas para iniciar o finalizar la soldadura en el material sobre el cual se ha hecho el agujero, pero no menor del espesor del material. En los perfiles individuales y los miembros compuestos, todos los cortes en las alas y el alma de las vigas y los agujeros de acceso estarán libres de entalladuras y esquinas con re-entrantes agudos, excepto en el filete de soldadura alma - alas de los miembros compuestos, donde se permite que el agujero de acceso termine perpendicularmente a las alas.

En los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y las secciones armadas con materiales de espesor mayor de 50 mm, los cortes térmicos de los elementos de las vigas y de los agujeros de acceso serán pulidos a metal brillante e inspeccionados previamente a la deposición de la soldadura de empalme, bien por el método de partículas magnéticas o por el método de líquidos penetrantes. No necesitan ser pulidas las curvas de transición de los agujeros de accesos y los cortes en las vigas formados a partir de agujeros pretaladrados o aserrados. En los perfiles que no pertenezcan a estos Grupos, los agujeros de acceso y los cortes no necesitarán ser pulidos ni inspeccionados por los métodos de líquidos penetrantes o partículas magnéticas.

21.10 DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS

Los baricentros de los grupos de pernos o soldaduras colocados en los extremos de cualquier miembro que transmitan a éste fuerzas axiales, se situarán sobre la directriz del miembro, a menos que se consideren los efectos producidos por las excentricidades resultantes. Salvo en los miembros sometidos a variaciones repetidas de tensiones, tal como se define en el Apéndice D, no es necesario disponer las soldaduras de filete de manera que su baricentro coincida con la directriz del miembro, en las conexiones de los extremos de miembros de ángulo sencillo, ángulos dobles o miembros similares estáticamente cargados.

21.11 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS

En el mismo plano de falla de las juntas de los sistemas resistentes a sismos los pernos no compartirán las cargas con las soldaduras.

En las obras nuevas se considerará que los pernos A307 o los pernos de alta resistencia usados en las conexiones de aplastamiento, no comparten las solicitaciones mayoradas en combinación con las soldaduras. Las soldaduras, en caso de utilizarse, tendrán que diseñarse para absorber todas las solicitaciones mayoradas de la conexión. Se podrá considerar que los pernos de alta resistencia instalados en una conexión del tipo de deslizamiento crítico antes de efectuar las soldaduras, comparten las solicitaciones mayoradas con éstas.

Al hacer alteraciones a las estructuras por medio de soldaduras, los pernos de alta resistencia apretados adecuadamente para satisfacer los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico, pueden utilizarse para soportar las cargas permanentes existentes, siendo necesario diseñar las soldaduras únicamente para que suministren la resistencia minorada adicional requerida.

21.12 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES

Tanto en obras nuevas como al hacer alteraciones en las existentes se puede considerar que los pernos de alta resistencia instalados como conexiones del tipo de deslizamiento crítico según los requisitos del Capítulo 22, comparten las solicitaciones con los remaches.

21.13 LIMITACIONES EN EL USO DE CONEXIONES SOLDADAS Y EMPERNADAS

Para las conexiones que se especifican a continuación, con las limitaciones establecidas para los sistemas resistente a sismos, en las conexiones que se enumeran a continuación se utilizarán pernos de alta resistencia apretados adecuadamente o soldaduras:

En los empalmes de las columnas de todas las estructuras de edificios con 60 m o más de altura.

En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios entre 30 y 60 metros de altura, cuando la menor dimensión horizontal sea inferior al cuarenta por ciento (40 %) de la altura.

En los empalmes de las columnas para estructuras de edificios con menos de 30 m de altura, si la menor dimensión lateral es inferior al veinticinco por ciento (25 %) de la altura.

En las conexiones de todas las vigas con columnas y de otras vigas de las cuales dependa el arriostramiento de las columnas, para estructuras con más de 40 m de altura.

En el caso de estructuras que soportan grúas de más de 5000 kgf de capacidad, en los empalmes de sus celosías de techo y en las conexiones de éstas con las columnas, en los empalmes y arriostramientos de las columnas, así como en los arriostramientos en las esquinas y en los apoyos de las grúas.

En las conexiones para los apoyos de maquinaria móvil, o de otras cargas variables que produzcan impacto o inversión de tensiones.

En cualquier otra conexión estipulada en los planos del proyecto.

En todos los otros casos, las conexiones pueden efectuarse con pernos A307 o pernos de alta resistencia normalmente apretados sin holgura.

Para los propósitos de este Artículo, la altura de una estructura de edificio se tomará como la distancia vertical desde el nivel de la acera hasta el punto más alto de las vigas de techo, en el caso de techos horizontales, o hasta la altura promedio de los techos inclinados, cuando éstos tengan una pendiente de más de doce y medio grados (12.5°) o veintidos por ciento (22 %). Donde no se haya establecido el nivel de acera, o donde la estructura sea contigua a una calle, se utilizará como referencia el nivel promedio del terreno colindante. Los penthouses se pueden excluir en el cálculo de la altura de la estructura.

21.14 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS

La resistencia minorada de los elementos afectados en los miembros conectados (por ejemplo las almas de las vigas) será el menor valor que resulte de evaluar los siguientes modos de falla que determinan el estado límite de agotamiento resistente: rotura por corte, rotura por tracción y rotura por bloque de corte.

21.14.1 Resistencia a la rotura por corte

La resistencia minorada a lo largo del plano de falla de cortante en los elementos afectados de miembros conectados será igual a ϕR_t , donde :

$$R_t = 0.6 F_u A_{nv} \quad (21-1)$$

A_{nv} = Área neta sometida a corte

$$\phi = 0.75$$

21.14.2 Resistencia a la rotura por tracción

La resistencia minorada a lo largo del plano de tracción en los elementos afectados de los miembros conectados será igual a ϕR_t , donde :

$$R_t = F_u A_{nt} \quad (21-2)$$

A_{nt} = Área neta sometida a tracción

$$\phi = 0.75$$

21.14.3 Resistencia por rotura en el bloque de corte

Se verificará el estado límite de agotamiento resistente por rotura en el bloque de corte en las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y desmembrada y situaciones similares, en los miembros traccionados y en las planchas usadas como cartelas (planchas de nodos). La resistencia minorada a la rotura por bloque de corte, ϕR_{bs} , estará determinada por el mecanismo que controle el modo de falla:

- (a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nv}$, el mecanismo de falla es de cedencia por corte y fractura por tracción

$$\phi R_{bs} = \phi [0.6 F_y A_v + F_u A_{nt}] \quad (21-3a)$$

- (b) Cuando $0.6 F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$, el mecanismo de falla es de cedencia por tracción y fractura por corte

$$\phi R_{bs} = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_t] \quad (21-3b)$$

- (c) En todos los casos $\phi R_{bs} \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{nt}]$

En las fórmulas (21-3),

A_{nt} = Área neta traccionada.

A_{nv} = Área neta sometida a corte.

A_t = Área total traccionada.

A_v = Área total sometida a corte.

$$\phi = 0.75.$$

21.15 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Las disposiciones de este Artículo se aplicarán al diseño de los elementos de conexión, tales como los rigidizadores, las cartelas o planchas de nodos, los ángulos, las ménsulas y el panel de las conexiones viga - columna. Véase también el Artículo 21.10.

21.15.1 Resistencia de los elementos de conexión traccionados

La resistencia minorada ϕR_t de los elementos de conexión soldados o empernados, estáticamente traccionados, como por ejemplo los empalmes y las cartelas, será el menor valor obtenido de analizar los siguientes estados límites de agotamiento resistente.

(a) Cedencia por tracción

$$R_t = A F_y \quad (21-4)$$

$$\phi = 0.90$$

(b) Rotura por tracción

$$R_n = A_n F_u \quad (21-5)$$

$$\phi = 0.75$$

El área neta estará limitada al valor de $A_n \leq 0.85 A$

(c) Rotura por bloque de corte

Se calculará según los criterios de la Sección 21.14.3

21.15.2 Otros elementos de conexión

Para todos los otros elementos de conexión, su resistencia minorada ϕR_t se determinará para el estado límite aplicable que asegure que sea igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. Se calculará la resistencia minorada R_t apropiada para la geometría y el tipo de cargas en el elemento de conexión. La cedencia por corte en los elementos de conexión se calculará con

$$R_t = 0.60 A F_y \quad (21-6)$$

$$\phi = 0.90$$

Para los elementos de conexión comprimidos, se seleccionará el estado límite apropiado.

21.16 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

21.16.1 En el área de contacto de materiales de acero

La resistencia minorada al aplastamiento en las superficies de contacto será ϕR_t . El factor de minoración de la resistencia teórica será $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t dependerá de los diferentes tipos de superficies, como se indica a continuación:

- (a) Para superficies precisamente planas, en los pasadores colocados en los agujeros escariados, taladrados o perforados, y en los extremos de los rigidizadores de apoyo

$$R_t = 1.8 F_y A_{pb} \quad (21-7)$$

donde:

A_{pb} = Proyección del área de apoyo.

F_y = Tensión cedente mínima especificada.

- (b) En los rodillos de las juntas de dilatación y en los balancines

Cuando $d \leq 63.5$ cm

$$R_t = 0.06 (F_y - 914) L d \quad (21-8)$$

Cuando $d > 63.5$ cm

$$R_t = 0.478 (F_y - 914) L \sqrt{d} \quad (21-9)$$

donde:

L = Longitud de apoyo, cm.

d = Diámetro del rodillo o balancín, cm.

21.16.2 Aplastamiento en apoyos de concreto

En ausencia de normas o reglamentaciones referentes a la resistencia por aplastamiento de los apoyos de concreto, se tomará como resistencia minorada $\phi_c N_p$, con $\phi_c = 0.60$ y N_p de acuerdo con los siguientes casos:

- (a) En el área total del apoyo de concreto

$$N_p = 0.85 F_c A_1 \quad (21-10)$$

(b) En un área parcial del apoyo de concreto, con la condición $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$

$$N_p = 0.85 F_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \quad (21-11)$$

En las fórmulas (21-10) y (21-11):

A_1 = Área de contacto del acero que descansa concéntricamente sobre un apoyo de concreto, cm^2 .

A_2 = Máxima área de la porción de la superficie de concreto que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, cm^2 .

F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm^2 .

CAPÍTULO 22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

22.1 ALCANCE

Excepto que en esta Norma se exija lo contrario, el uso de los pernos de alta resistencia cumplirá con la norma *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using A325 or A490 Bolts* (Especificación para el Diseño por el Método de los Estados Límites de las Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490) aprobada por el *Research Council on Structural Connections* (Consejo de Investigaciones sobre Conexiones Estructurales).

Las conexiones mediante pernos o partes roscadas cumplirán con los requisitos dimensionales y de diseño del presente Capítulo, tanto si la conexión es del tipo de aplastamiento como si es del tipo de deslizamiento crítico. Las conexiones de deslizamiento crítico verificarán los estados límites de agotamiento resistente y de servicio. Las conexiones tipo aplastamiento solo requieren verificar el estado límite de agotamiento resistente.

22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS

Las juntas empernadas de los miembros de los sistemas resistentes a sismo se diseñarán y fabricarán para que sean controladas por un estado límite dúctil en el miembro o en la conexión, cualquiera de los dos.

Las juntas empernadas de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos se harán con pernos de alta resistencia que se instalarán con una fuerza de tracción no menor a la dada en la Tabla 22.7. Todas las superficies de contacto se prepararán como superficies Clase A o mejor para la condición de juntas de deslizamiento crítico. La resistencia minorada a corte de las juntas empernadas se podrá calcular como juntas de tipo aplastamiento.

Conforme al Artículo 21.11, en un mismo plano de contacto las juntas empernadas no compartirán las cargas con las soldaduras.

La resistencia minorada al cortante y/o a las combinaciones de corte y tracción de las juntas empernadas será la establecida en este Capítulo, excepto que la resistencia teórica al aplastamiento en los agujeros de los pernos no se tomará mayor que $2.4 d t F_u$.

La resistencia minorada al aplastamiento de las juntas empernadas será suministrada por agujeros estándar o de ranura corta colocada perpendicularmente a la línea de acción de la fuerza, a menos que experimentalmente se justifique un tipo de agujero alternativo como parte del ensayo de un ensamblaje, según el Apéndice F.

22.3 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS

Los tamaños máximos de los agujeros para pernos serán los de la Tabla 22.2 excepto que podrán utilizarse agujeros más grandes en las bases de las columnas, cuando sean necesarios por las tolerancias en la localización de los pernos de anclaje en las fundaciones de concreto.

A menos que el ingeniero estructural responsable por el proyecto lo especifique de otra manera, los agujeros serán del tamaño estándar. No se usarán agujeros de ranura en las conexiones de los miembros sometidos a fatiga.

Podrán utilizarse planchas de relleno de hasta 6 mm de espesor en las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con agujeros estándar sin reducir la resistencia teórica al cortante del perno especificada para perforaciones alargadas. Véase el Capítulo 33.

22.3.1 Agujeros agrandados

Podrán utilizarse agujeros agrandados en todos los empalmes diseñados con conexiones de deslizamiento crítico, pero no en las conexiones por aplastamiento.

22.3.2 Agujeros de ranura corta

Los agujeros de ranura corta podrán utilizarse en todos los empalmes, sean diseñados como conexiones tipo aplastamiento o de deslizamiento crítico. En las conexiones de deslizamiento crítico no será necesario considerar la orientación de la ranura en el agujero, pero en las conexiones del tipo aplastamiento, la dirección de la ranura en el agujero será perpendicular a la línea de acción de la carga.

22.3.3 Agujeros de ranura larga

Se utilizarán agujeros ranura larga solamente en una de las partes empalmadas de una conexión de deslizamiento crítico o por aplastamiento que presente una superficie de contacto individual. Los agujeros de ranura larga podrán utilizarse sin consideración de la dirección de la carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero serán perpendiculares a la dirección de la carga en conexiones tipo aplastamiento. En las planchas exteriores con agujeros de ranura larga se suministrarán pletinas a modo de arandelas o pletinas continuas con agujeros estándar de tamaño suficiente como para cubrir totalmente el agujero de ranura larga después de su colocación. En las conexiones con pernos de alta resistencia, las arandelas de pletina o las pletinas continuas tendrán un espesor no menor de 8 mm (5/16 plg) y de un material de grado estructural no necesariamente endurecido.

22.4 SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE AGUJEROS

22.4.1 Separación mínima

La distancia entre los centros de los agujeros de cualquier tamaño no será menor a 2.7 veces el diámetro nominal del perno, pero preferiblemente no será menor de 3 diámetros. La separación entre pernos cumplirá con los requisitos de aplastamiento de la Sección 22.9.1.

22.4.2 Separación máxima

La separación longitudinal entre los pernos de elementos en contacto continuo consistentes de una plancha y un perfil o dos planchas será la indicada a continuación:

- (a) En los miembros pintados o los no pintados y no sometidos a corrosión, la separación no excederá de 24 veces el espesor de la plancha más delgada ni de 300 mm.
- (b) En los miembros no pintados de acero resistente a la corrosión sujetos a la corrosión atmosférica, la separación no excederá de 14 veces el espesor de la plancha más delgada ni 180 mm.

22.5 DISTANCIAS A LOS BORDES

22.5.1 Distancias mínimas

Las distancias de los centros de los agujeros estándar a cualquier borde no será menor que las especificadas en la Tabla 22.3 ni al valor requerido por las disposiciones de la Sección 22.8.1. La distancia del centro de los agujeros ensanchados o alargados a cualquier borde será menor que la estipulada para agujeros estándar más el incremento aplicable s_2 de la Tablas 22.5. Las distancias a los bordes cumplirán con los requisitos de aplastamiento de la Sección 22.9.2.

En las conexiones de deslizamiento crítico la distancia desde el centro del perno extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las cargas cumplirá con los requisitos de la Sección 22.9.2, a fin de garantizar la resistencia minorada al aplastamiento.

22.5.2 Distancias máximas

La distancia máxima desde el centro de un conector al borde más cercano de una de las piezas en contacto será 12 veces el espesor de la plancha, pero no excederá de 150 mm.

22.6 INSTALACIÓN DE LOS PERNOS

Los pernos A449 en conexiones traccionadas y sometidos a corte en las uniones del tipo aplastamiento que deban ser apretados más del cincuenta por ciento (50 %) de su resistencia mínima especificadas, se instalarán con una arandela endurecida ASTM F436 bajo la cabeza del tornillo, a su vez, las tuercas deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM A563. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las arandelas, estarán libres de escamas, excepto las cascarillas de laminación no protuberantes. Todos los pernos A325/A325M y A490/A490M, excepto como se indicará más adelante, se apretarán hasta que alcancen una fuerza de tracción no menor que la especificada en la Tabla 22.7. El apriete se efectuará por uno de los siguientes cuatro métodos: el método denominado *rotación de la tuerca*; mediante un indicador directo de tracciones; con llaves de tuerca adecuadamente calibradas; o por medio de un diseño alternativo del perno. Una vez instalados los pernos, su rosca deberá sobresalir de la tuerca.

Los pernos A325/A325M en conexiones de tipo aplastamiento en las cuales se permita el deslizamiento, solicitados en tracción o por corte y tracción simultáneas se podrán apretar normalmente cuando el aflojamiento del perno o su fatiga debida a vibraciones o fluctuaciones de carga no sea una condicionante del diseño. La condición de apriete normal se refiere al contacto firme entre las partes conectadas que se obtiene por unos pocos golpes de una llave de impacto o por el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave común. Para apretar los pernos en esta condición normal deberá utilizarse el valor de resistencia teórica de la Tabla 22.7 para conexiones del tipo aplastamiento. Los pernos que deban apretarse normalmente se identificarán claramente en los planos de taller y de montaje.

22.7 USO DE ARANDELAS

Se usarán arandelas debajo de la cabeza o tuerca del perno que gira durante el apriete con llave calibrada. Donde se utilicen pernos A490/A490M o A449, las arandelas serán de acero endurecido conforme a la norma ASTM F346.

Se usarán arandelas en los siguientes casos:

- (a) Debajo de la cabeza y la tuerca de pernos A490/A490M utilizados en aceros con tensión cedente mínima especificada menor de 2800 kgf/cm^2 .
- (b) En los pernos A490/A490M de diámetro mayor de 25 mm (1 plg), instalados en los empalmes externos sobre agujeros agrandados o de ranura, se sustituirá la arandela normal por una sola arandela endurecida ASTM F346 de espesor no menor de 8 mm (5/16 plg).
- (c) Se usarán arandelas biseladas para compensar la pérdida de paralelismo en las superficies que tengan pendientes mayores del cinco por ciento (5 %) con respecto al plano normal al eje del perno.
- (d) En las caras exteriores de los empalmes con agujeros agrandados o ranurados. Donde se usen pernos de alta resistencia las arandelas serán de acero endurecido.
- (e) Las arandelas de acero endurecido requeridas para los pernos de alta resistencia en agujeros de ranura larga se colocarán sobre la superficie exterior de la arandela de pletina o la pletina continua.

22.8 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

El número de pernos A307 que aporten a la resistencia de la conexión se aumentará en un uno por ciento (1%) por cada 2 mm (1/16") adicionales al grosor de prensado cuando éste exceda de 5 diámetros.

22.9 DISEÑO PARA EL ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En las conexiones empernadas se verificará que su resistencia minorada a la tracción normal, al corte, al corte y la tracción combinadas, cuando sea aplicable, y al aplastamiento, sea mayor que las producidas por las solicitaciones mayoradas. Las juntas empernadas se configurarán de manera de garantizar que el estado límite de agotamiento resistente se alcanzará de modo dúctil, tal como la cedencia por tracción y el aplastamiento de los pernos.

22.9.1 Resistencia a la tracción y al corte

La resistencia minorada al tracción o corte de los pernos o de las partes roscadas será ϕR_t , donde:

$$R_t = F_t A_b \quad (22.1)$$

En esta expresión:

A_b = Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.

F_t = Tensión teórica de corte (F_{tv}) o tracción normal (F_{tn}) para el tipo de perno o parte roscada dada en la Tabla 22.6.

R_t = Resistencia teórica de un perno sometido a corte o tracción normal.

ϕ = Factor de minoración de la resistencia teórica dado en la Tabla 22.6.

22.9.2 Resistencia al aplastamiento

La resistencia minorada al aplastamiento se verificará tanto en las conexiones tipo aplastamiento como en las de deslizamiento crítico. El uso de agujeros agrandados y de ranura en la dirección paralela a la línea de fuerza está restringida a las conexiones de deslizamiento crítico según lo dispuesto en el Artículo 22.3.

La resistencia minorada al aplastamiento de la conexión será la suma de las resistencias minoradas al aplastamiento de los pernos individuales. En las uniones de los sistemas resistentes a sismos esta resistencia minorada no será mayor que $2.4d t F_u$.

Para un perno en una conexión con agujeros estándar, agujeros agrandados y agujeros de ranura corta independientemente de la dirección de la línea de acción de las fuerzas, o en agujeros de ranura larga donde el eje mayor de la ranura es paralelo a la fuerza de aplastamiento la resistencia minorada al aplastamiento será ϕR_t , con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi = 0.75$ y la resistencia teórica R_t se determinará como se indica a continuación:

1. Cuando la deformación en el agujero del perno sometido a solicitaciones de servicio es una consideración de diseño:

$$R_t = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (22.2)$$

2. Cuando la deformación en el agujero del perno sometido a solicitaciones de servicio no es una consideración de diseño:

$$R_t = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \quad (22.3)$$

3. Para un perno en una conexión con agujeros de ranura larga, cuyo eje mayor sea perpendicular a la dirección de la línea de acción de las fuerzas

$$R_t = L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \quad (22.4)$$

A continuación se explica el significado de las variables que se utilizan en esta Sección:

F_u = Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para la parte conectada.

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o al borde del material.

d = Diámetro nominal del perno.

t = Espesor de la parte conectada.

22.9.3 Resistencia al corte y tracción combinadas

En las conexiones de tipo aplastamiento la resistencia minorada de los pernos y partes roscadas sometidos a tracción y corte combinados será $\phi F_t A_b$, con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi = 0.75$ y F_t es la tensión teórica de tracción calculada de las fórmulas dadas en la Tabla 22.7 como función f_v , la tensión de corte producida por las solicitaciones mayoradas. La tensión minorada ϕF_t dada en la Tabla 22.6 deberá ser igual o mayor que la tensión de corte mayorada, f_v .

En las conexiones del tipo deslizamiento crítico la resistencia minorada de los pernos y partes roscadas sometidos a tracción y corte combinados se determinará conforme a las Secciones 22.10.1 o 22.10.2.

22.9.4 Efecto de apalancamiento

La resistencia minorada de los pernos requerida para soportar tracciones directas se calculará considerando los efectos de las cargas externas mayoradas y cualquier tracción resultante del efecto de apalancamiento producido por la deformación de las partes conectadas.

22.9.5 Fatiga

Véase el Apéndice D5.

22.10 DISEÑO POR RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Adicionalmente a los requisitos del Artículo 22.9, las conexiones del tipo de deslizamiento crítico cumplirán con los siguientes:

22.10.1 Diseño para el estado límite de servicio

En las conexiones empernadas del tipo de deslizamiento crítico se verificará que bajo las cargas de servicio no se produzca deslizamiento.

La resistencia minorada al corte será igual o mayor que el corte en el perno debido a las solicitaciones de servicio. La resistencia minorada a por corte de un perno en una conexión de deslizamiento crítico será $\phi F_v A_b$, donde:

F_v = Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico, dada en la Tabla 22.9.

ϕ = 1.0 en agujeros estándar, agrandados, de ranura corta y larga cuando el alargamiento sea perpendicular a la línea de fuerza.
0.85 en agujeros de ranura larga cuando el alargamiento sea paralelo a la línea de fuerza.

Cuando la hipótesis de solicitaciones de servicio incluya solicitaciones debidas al viento adicional a las solicitaciones permanentes y variables, el corte total sobre el perno será multiplicado por 0.75.

Los valores de F_v en la Tabla 22.9 se han calculado con un coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.33$ correspondiente a una superficie Clase A, que comprende superficies limpias de cascarilla de laminación y superficies limpiadas con chorro de arena y protegidas con un protector Clase A. Cuando los documentos contractuales especifiquen condiciones especiales para las superficies en contacto, la resistencia teórica al deslizamiento se ajustará a los valores aplicables de la norma del *Research Council on Structural Connections*, citada en el Artículo 22.1.

La resistencia minorada a corte de un perno solicitado por una fuerza de tracción sin mayorar T_{sb} que reduce su fuerza neta de apriete, será $\phi F_v A_b$ multiplicada por el siguiente factor:

$$1 - \frac{T_{sb}}{0.8 T_b n_b} \quad (22-5)$$

donde

T_b = Carga mínima de pretensión dada en la Tabla 22.7.

n_b = Número de pernos que soporta la tracción de servicio T_{sb} .

22.10.2 Diseño para el estado límite de agotamiento resistente

En el estado límite de agotamiento resistente la resistencia minorada al deslizamiento de un perno, ϕR_{str} , será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas. La resistencia teórica será:

$$R_{str} = 1.13 \mu T_b n_s \quad (22-6)$$

con el siguiente significado de las variables:

T_b = Tracción mínima del conector dada en la Tabla 22.7.

n_s = Número de planos de deslizamiento.

μ = Coeficiente medio de deslizamiento para superficies Clases A, B o C.

A menos que se establezca mediante ensayos, se utilizarán los siguientes valores:

- (a) Superficies Clase A. Son las superficies libres de cascarilla de laminación no pintadas o superficies limpiadas por medio de chorro de arena y protegidas con un protector Clase A, $\mu = 0.33$.
- (b) Superficies Clase B. Son las superficies limpiadas con chorro de arena y no pintadas o superficies limpiadas con chorro de arena y protegidas con un protector Clase B, $\mu = 0.50$.
- (c) Superficies Clase C. Superficies galvanizadas en caliente y superficies rugosas, $\mu = 0.35$.

Se usarán los siguientes valores para el factor de minoración de la resistencia, ϕ , en función del tipo de agujero:

- (a) Para agujeros estándar, $\phi = 1.0$.
- (b) Para agujeros agrandados y de ranura, $\phi = 0.85$.
- (c) Para agujeros de ranura larga transversales a la dirección de la carga, $\phi = 0.70$.
- (d) Para agujeros de ranura larga paralelos a la dirección de la carga, $\phi = 0.60$.

En las conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con agujeros estándar podrán utilizarse calzas o planchas de ajuste de hasta 6 mm de espesor sin reducir la resistencia nominal de corte del conector especificada para perforaciones de ranura.

La resistencia minorada a corte de un perno solicitado por una fuerza de tracción mayorada T_{ub} que reduce su fuerza neta de apriete, será ϕR_{str} , multiplicada por el siguiente factor:

$$1 - \frac{T_{ub}}{1.13 T_b n_b} \quad (22-7)$$

donde

T_b = Carga mínima de pretensión dada en la Tabla 22.7.

n_b = Número de pernos que soportan la tracción mayorada T_{ub} .

TABLA 22.1

DIMENSIONES DE LOS PERNOS

DIMENSIÓN DEL PERNO		DIÁMETRO NOMINAL	ÁREA NOMINAL
		d	A _b
Métrico	Inglés	mm	cm ²
	½	12.7	1.27
	5/8	15.9	1.98
M16		16.0	2.01
	3/4	19.1	2.85
M20		20.0	3.14
M22		22.0	3.80
	7/8	22.2	3.88
M24		24.0	4.52
	1	25.4	5.07
M27		27.0	5.73
	1 1/8	28.6	6.41
M30		30.0	7.07
	1 ¼	31.8	7.92
	1 3/8	34.9	9.58
M36		36.0	10.2
	1 1/2	38.1	11.4

TABLA 22.2

DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS

DIÁMETRO DEL PERNO d mm (plg)	DIMENSIONES DE AGUJEROS, d _a			
	Estándar	Agrandados	Ranura corta	Ranura larga
	Diámetro	Diámetro	(ancho x largo)	(ancho x largo)
13 (1/2)	14.3	15.9	14.3 x 17.5	14.3 x 31.8
16 (5/8)	17.5	20.6	17.5 x 22.2	17.5 x 39.7
M16	18.0	20.0	18 x 22	18 x 40
19 (3/4)	20.6	23.8	20.6 x 25.4	20.6 x 47.6
M20	22.0	24.0	22 x 26	22 x 50
M22	24.0	28.0	24 x 30	24 x 55
22 (7/8)	23.8	27.0	23.8 x 28.6	23.8 x 55.6
M24	27.0 (a)	30.0	27 x 32	27 x 60
25 (1)	27.0	31.8	27.0 x 33.3	27.0 x 63.5
M27	30.0	35.0	30 x 37	30 x 67
≥ 29 (1 1/4)	d+ 2.0	d + 8.0	(d + 2.0) (d + 9.5)	(d + s.0) (2.5d)
M30	33.0	38.0	33 x 40	33 x 75
≥ M36	d+ 3.0	d + 8.0	(d + 3) (d +10)	(d + 3) (2.5d)

Nota: (a) La tolerancia permite usar pernos de 25 mm.

TABLA 22.3

DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE ^(a) L_e en mm(Centro del agujero estándar al borde de la parte conectada ^(b))

DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg)	A BORDES CORTADOS CON CIZALLA	A BORDES LAMINADOS DE PLATINAS, PERFILES O BARRAS Y BORDES CORTADOS CON SOPLETE ^(c)
13 (1/2)	22	19
16 (5/8)	29	22
M16	28	22
19 (3/4)	32	25
M20	34 ^(d)	26
M22	38 ^(d)	28
22 (7/8)	38 ^(d)	29
M24	42 ^(d)	30
25 (1)	44 ^(d)	32
M27	48	34
29 (1 1/8)	51	38
M30	52	38
32 (1 1/4)	57	41
≥ 32 (1 1/4)	1.75d	1.25 d
M36	64	46
≥ M36	1.75d	1.25d

Notas:

- (a) Se permite usar una menor distancia cuando resulte de las Fórmulas del Artículo 22.9 :
- (b) Para agujeros agrandados o de ranura, véase la Tabla 22.6
- (c) Todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando la perforación está en un punto en donde la tensión no excede el veinticinco por ciento (25 %) de la máxima resistencia en el elemento.
- (d) Pueden ser 32 mm en los extremos de ángulos que conectan vigas y en las conexiones con planchas extremas.

TABLA 22.4
VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACIÓN

s_1 , mm

DIÁMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg)	AGUJEROS AGRANDADOS	AGUJEROS DE RANURA		
		PERPENDICULAR A LA LÍNEA DE FUERZA	PARALELA A LA LÍNEA DE LA FUERZA	
			RANURA CORTA	RANURA LARGA ^(a)
≤ 22 (M22; 7/8)	3	0	5	$1.5d - 2.0$
M24; 25 (1)	5	0	6	37
$\geq M27$; 29 (1 1/8)	6	0	8	$1.5d - 2.0$

Nota:

- (a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la Tabla 22.1, el incremento s_1 puede reducirse en la diferencia entre la longitud máxima y la longitud real de la ranura.

TABLA 22.5
VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE

s_2 , mm

DIÁMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg.)	AGUJEROS AGRANDADOS	AGUJEROS DE RANURA		
		PERPENDICULARES AL BORDE		PARALELOS AL BORDE
		RANURA CORTA	RANURA LARGA (a)	
≤ 22 (M22; 7/8)	2	3		
M24; 25 (1)	3	3	$0.75 d$	0
$\geq M27$; 29 (1 1/8)	3	5		

Notas:

- (a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permisible en la Tabla 22.1, s_2 puede reducirse a la mitad de la diferencia entre las longitudes máxima y real de la ranura.

TABLA 22.6
RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS

DESCRIPCIÓN DE LOS PERNOS Y PARTES ROSCADAS	TRACCIÓN		CORTE EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	
	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA ϕ	RESIST. TEÓRICA F_t kgf / cm ²	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA ϕ	RESIST. TEÓRICA F_v kgf / cm ²
Pernos A307	0.75	3160 ^(a)	0.75	1690 ^(b,e)
Pernos A325 cuando la rosca está iNcluída en los planos de corte		6330 ^(d)		3370 (e)
Pernos A325 cuando la rosca está eXcluída de los planos de corte		6330 ^(d)		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está iNcluída en los planos de corte		7940 ^(d)		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está eXcluída de los planos de corte		7940 ^(d)		5270 (e)
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando la rosca está incluída de los planos de corte		$0.75 F_u$ ^(a,c)		$0.40 F_u$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando las roscas están excluídas de los planos de corte		$0.75 F_u$ ^(a,c)		$0.40 F_u$

Notas :

Los valores de esta Tabla son aplicables a pernos y partes roscadas milimétricas (M) como a los fabricados en pulgadas.

- (a) Únicamente para carga estática.
- (b) Se aceptan roscas en los planos de corte.
- (c) La capacidad a tracción de la porción roscada de una barra, con extremos ensanchados basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_b , será mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento.
- (d) Para pernos A325 y A490 sujetos a cargas de fatiga, véase el Apéndice D.
- (e) Los valores tabulados se reducirán en un veinte por ciento (20%) cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros en tracción tengan una disposición de conectores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 1270 mm.

TABLA 22.7
PRETENSIÓN MÍNIMA ESPECIFICADA
EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

DIÁMETRO DEL PERNO d mm (plg)	PERNOS A325 T_b Kgf *	PERNOS A490 T_b Kgf*
13 (1/2)	5440	6800
16 (5/8)	8620	10900
M16	9280	11600
19 (3/4)	12700	15900
M20	14500	18250
M22	18000	22500
22 (7/8)	17700	22200
M24	21000	26200
25 (1)	23100	29000
M27	27200	34000
29 (1 1/8)	25400	36300
M30	33200	41600
32 (1 1/4)	32200	46300
35 (1 3/8)	38600	54900
M36	48400	60700
38 (1 1/2)	46700	67100

*Nota: Igual a 0.70 de la mínima resistencia a tracción de los pernos, redondeada de acuerdo con las normas ASTM A325/A325M y ASTM A490/A490M para pernos con roscas UNC.

TABLA 22.8
TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS
Y PARTES ROSCADAS EN CONEXIONES
TIPO APLASTAMIENTO

F_t , en kgf/ cm²

DESCRIPCION DEL CONECTOR	ROSCA INCLUIDA EN EL PLANO DE CORTE	ROSCA EXCLUIDA DEL PLANO DE CORTE
Pernos A307	$4150 - 1.9 f_v \leq 3160$	
Pernos A325/A325M	$8230 - 1.9 f_v \leq 6330$	$8230 - 1.5 f_v \leq 6330$
Pernos A490/A490M	$10200 - 1.9 f_v \leq 7940$	$10300 - 1.5 f_v \leq 7940$
Partes roscadas, pernos A449 de diámetro superior a 38mm (1.5 plg)	$0.98 F_u - 1.9 f_v \leq 0.75 F_u$	$0.98 F_u - 1.5 f_v \leq 0.75 F_u$

TABLA 22.9
TENSIONES TEÓRICAS DE CORTE EN CONEXIONES TIPO
DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA^(a)

F_v , en kgf/ cm²

TIPO DE PERNO	TENSIÓN TEÓRICA DE CORTE, F_v		
	AGUJEROS ESTANDAR	AGUJEROS AGRANDADOS Y DE RANURA CORTA	AGUJEROS DE RANURA LARGA
A325/A325M	1195	1060	844
A490/A490M	1480	1265	1060

Nota :

(a) Para cada plano de corte y considerando superficie Clase A

CAPÍTULO 23 SOLDADURAS

23.1 ALCANCE

Se aplicarán todas las disposiciones de la Norma AWS D1.1-96 *Structural Welding Code Steel* (Código para Soldaduras Estructurales-Acero) de la American Welding Society, excepto el Capítulo D *Specific Requirements for Tubular Connections* (Requisitos Específicos para Conexiones Tubulares) porque que escapan al alcance de esta Norma, y las sustituciones que se indican a continuación:

Sección 21.7.3 y Artículo 21.9 en sustitución de la Sección AWS 5.17.

Artículo 23.9 en sustitución de la Sección AWS 2.4.1.1.

Tabla 23.1 en sustitución de la Tabla AWS 2.3.

Tabla D2.2 en sustitución de la Tabla AWS 2.2.7.1.

Sección 8.3.1 y Apéndice D en lugar de la Subsección AWS 2, Parte C.

Capítulo 33 en lugar de las Secciones AWS 5.15.1.2, 5.15.1.3 y 5.15.4.4.

23.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Las juntas soldadas se harán conforme a la Especificación del Procedimiento de Soldadura preparada por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de la Norma AWS D1.1 vigente y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Todas las juntas soldadas usadas en el los miembros principales y conexiones del sistema resistente a sismos serán soldadas con un material de aporte cuya clasificación por el AWS o por certificación del fabricante garantice en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V, como mínimo una energía absorbida $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura de ensayo de probetas $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$. En todos los casos donde esta Norma lo especifique, también se cumplirá con este requisito de tenacidad.

En los miembros, conexiones y juntas que formen parte del sistema resistente a sismos, las discontinuidades creadas por errores o durante las operaciones de fabricación o montajes, tales como punteos de soldadura, pletinas de extensión, ayudas de montaje, remoción con arco eléctrico y cortes a sopletes, se repararán de acuerdo con los métodos de reparación especificados y aprobados por el ingeniero estructural en las Especificaciones del Procedimiento de Soldadura, siguiendo los criterios de la Norma AWS D1.1 vigente.

Conforme al Artículo 21.11, las soldaduras no compartirán las cargas con las juntas empernadas en el mismo plano de contacto.

23.3 METAL DE APORTE COMPATIBLE

En la selección de los electrodos que deben usarse en soldaduras de ranura de penetración completa sometidas a tensiones normales al área efectiva se cumplirá con los requisitos para metales de aporte compatibles de la Norma AWS D1.1 vigente.

En las juntas que se enumeran a continuación se especificarán metales de aporte con valores de tenacidad $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = 4^\circ \text{ C}$ obtenidos de ensayos de probetas Charpy con entalla en V:

Cuando se dejen en su sitio los aceros de respaldo en las soldaduras de ranura de penetración completa en juntas en T y en esquina sometidas a las tensiones transversales calculadas, a menos que sean diseñadas como se indica en la Tabla 23.1 (véase la nota d).

En las soldaduras de ranura de penetración completa de los empalmes sometidos a tensiones transversales de los perfiles pertenecientes a los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y los perfiles de sección compuesta con espesores mayores de 50 mm.

Los certificados de calidad del fabricante constituirán evidencia suficiente de conformidad con estas especificaciones.

23.4 MEZCLA DE METAL DE APORTE

Donde se especifiquen requisitos de tenacidad, los procesos para todos los materiales de aporte consumibles, pletinas de extensión, punteos de soldaduras, pases en la raíz de la soldaduras, y los subsecuentes pases en la junta deben ser compatibles con los requisitos de tenacidad del metal de soldadura compuesto.

23.5 PRECALENTAMIENTO EN SECCIONES PESADAS

Para ejecutar los empalmes con soldadura de ranura en los perfiles ASTM A6/A6M del Grupo 4 y 5, así como para las secciones compuestas fabricadas con planchas de más de 50 mm, se precalentarán a una temperatura igual o mayor de 175° C .

23.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA

23.6.1 Intersección de cordones de soldadura

Deberá evitarse el cruce de cordones de soldadura con el fin de no producir un estado de tensiones triaxiales sobre la soldadura..

23.6.2 Desgarramiento laminar

Se seleccionará cuidadosamente la combinación del proceso de soldadura, el detalle de la junta y las propiedades del material para minimizar las posibilidades de desgarramiento laminar en las conexiones en esquina o en T altamente restringidas de perfiles laminados o planchas de espesor mayor de 15mm que deban transferir fuerzas de tracción causadas por las sollicitaciones externas o por las tensiones residuales de la soldadura en la dirección en que se restringe la retracción de la soldadura.

23.7 RESISTENCIA

La resistencia minorada de las soldaduras será el menor valor entre $\phi F_{BM} A_{BM}$ y $\phi F_w A_w$, según sea aplicable. Los valores del factor de minoración de la resistencia teórica ϕ , y el de las resistencias teóricas F_{BM} y F_w , así como sus limitaciones se dan en la Tabla 23.1, donde:

A_{BM} = Área de la sección transversal del material base.

A_w = Área de la sección transversal efectiva. de la soldadura.

F_{BM} = Resistencia teórica del material base, kgf/cm².

F_w = Resistencia teórica del electrodo, kgf/cm².

Alternativamente, para soldaduras de filetes solicitadas en su plano se autoriza el empleo de métodos que calculan la resistencia de la soldadura en función del ángulo de incidencia de la carga aplicada.

23.7.1 Combinación de soldaduras

Cuando dos o más tipos generales de soldadura (de ranura, filete, tapón o canal, como se describen más adelante) se combinen en una sola unión, se calculará por separado la resistencia minorada efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la resistencia minorada de la conexión

23.8 SOLDADURAS DE RANURA

23.8.1 Área efectiva

El área efectiva de soldaduras de ranura se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor efectivo de la garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura de penetración completa será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada.

La garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la Tabla 23.2.

El espesor efectivo de garganta en soldaduras de ranura abocinada en la unión de dos barras circulares o en dobleces a 90° en secciones dobladas, cuando se rellena a ras serán las indicadas en la Tabla 23-3. Para verificar que el espesor efectivo de la garganta ha sido obtenido consistentemente, se escogerán soldaduras al azar para cada procedimiento de soldadura, o las secciones a ensayar si así ha sido estipulado en los documentos contractuales del proyecto.

Se permitirán espesores de garganta efectiva mayores que los especificados en la Tabla 23.3, siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede garantizar consistentemente tales espesores mayores. La calificación consistirá en seccionar la soldadura normal a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento deberá efectuarse en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango usado en la fabricación o según lo estipulen los documentos contractuales del proyecto.

23.8.2 Limitaciones

Los espesores mínimos de garganta efectiva de las soldadura de ranura de penetración parcial serán las especificadas en la Tabla 23.4. El tamaño de las soldaduras se determina tomando como base el espesor de la más gruesa de las dos piezas unidas, pero este tamaño no necesita ser mayor que el espesor de la pieza más delgada, a menos que por cálculo se requiera un tamaño más grande, en cuyo caso, particular cuidado se pondrá en suministrar el suficiente precalentamiento para una buena calidad de la soldadura.

23.9 SOLDADURAS DE FILETE

23.9.1 Área efectiva

El área efectiva de las soldaduras de filete será la definida en la Norma AWS D1.1. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección transversal de la soldadura. Sin embargo, cuando las soldaduras de filete se efectúen mediante el proceso de arco sumergido, el espesor efectivo de la garganta se tomará igual a la dimensión del lado para filetes de 10 mm o menores; para filetes mayores de 10 mm se tomará igual a la garganta teórica más 3 mm.

El área efectiva de las soldaduras de filete depositadas en agujeros o canales se calculará como se ha especificado antes para las soldaduras de filete, empleando como longitud efectiva la longitud de la línea central de la soldadura a través del centro del plano que pasa por la garganta. Sin embargo, cuando los filetes se solapan, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie en contacto.

23.9.2 Limitaciones

23.9.2.1 Tamaños mínimos de las soldaduras de filete

Los tamaños mínimos correspondientes a las soldaduras de filete no será menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el tamaño especificado en la Tabla 23.5, los cuales se basan en la experiencia y algunas previsión para las tensiones no calculadas durante la fabricación, manejo, transporte y montaje. Estas provisiones no se aplicarán a los reforzamientos con soldadura de filete empleados en las soldaduras de ranura de penetración parcial o completa.

23.9.2.2 Tamaños máximos efectivos de las soldaduras de filete

Los tamaños máximos que pueden utilizarse a lo largo de las partes conectadas serán:

- (a) En los bordes de los materiales de menos de 6 mm de espesor, no mayor del espesor del material.

- (b) En los bordes de los materiales de 6 mm o más de espesor el tamaño máximo será 2 mm menor que ese espesor, a menos que se señale especialmente en los planos que la soldadura ha de ser reforzada hasta obtener un espesor de garganta total. En estas condiciones de soldadura, se permitirá que la distancia entre el borde del metal base y la garganta de la soldadura sea menor de 2 mm siempre que el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.
- (c) En las soldaduras entre ala y alma y conexiones similares, el tamaño de la soldadura no necesita ser mayor que el requerido para desarrollar la capacidad del alma, ni satisfacer los requisitos de la Tabla 23.5.

23.9.2.3 Longitud de las soldaduras de filete

23.9.2.3.1 Longitudes mínimas

La longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva.

Cuando únicamente se utilizan soldaduras longitudinales de filete en las conexiones en los extremos de barras planas, sometidas a tracción, la longitud de cada soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas. La separación transversal de las soldaduras longitudinales de filete empleadas en las conexiones en los extremos de los miembros cumplirán con los requisitos de la Sección 7.3.6.

23.9.2.3.2 Longitudes máximas

En los extremos solicitados, la longitud efectiva de la soldadura de filete será igual a:

La longitud real de la soldadura, L , cuando no exceda 100 veces el tamaño del filete, w .

$\phi_{Lw} L$ cuando la longitud real de la soldadura exceda 100 w . El factor de reducción se calculará según la siguiente fórmula:

$$\phi_{Lw} = 1.2 - 0.2 (L / 100 w) \leq 1.0 \quad (23-1)$$

donde:

ϕ_{Lw} = Coeficiente de reducción

L = Longitud real de la soldadura solicitada.

w = Tamaño del filete de soldadura

Cuando la longitud real de la soldadura exceda 300 w , el valor de ϕ_{Lw} se tomará como 0.60.

23.9.2.4 Soldaduras intermitentes de filete

Se podrá usar soldaduras intermitentes de filete para transferir las tensiones calculadas a través de una junta o superficie de contacto, cuando la resistencia requerida sea menor que la desarrollada por una soldadura continua de filete de tamaño mínimo permitido, así como para unir los componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de cualquier segmento de una soldadura intermitente de filete no será inferior a 4 veces el tamaño de la soldadura, ni menor de 40 mm.

23.9.2.5 Juntas solapadas

En las juntas solapadas, el solape mínimo será igual a 5 veces el espesor de la pieza más delgada y no menor a 25 mm. En las uniones solapadas de planchas o barras sometidas a tensiones normales que solamente utilicen cordones de soldadura transversal, estarán soldadas con filetes a lo largo de los extremos de las dos piezas, salvo en los casos en que la flexión de éstas esté lo suficientemente restringida como para evitar la apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

23.9.2.6 Remates de las soldaduras de filete

La disposición y longitud de los remates de las soldaduras de filete se indicarán en los planos y dibujos de proyecto y de taller.

La terminación de las soldaduras de filete laterales o frontales se efectuará prolongando sin interrupción los cordones alrededor de las esquinas, excepto en los casos que se indican a continuación:

- a) En las juntas solapadas en las cuales una parte se extiende más allá del extremo en el cual se han calculado las tensiones de tracción, el remate de la soldadura de filete no será menor que el tamaño de la soldadura en este borde.
- b) En las conexiones y elementos estructurales tales como ménsulas, asientos de vigas, ángulos como medios de conexiones y las placas extremas simples, sometidas a fuerzas cíclicas (fatiga) fuera de su plano y/o momentos cuya frecuencia y magnitud pueda tender a iniciar una falla progresiva de la soldadura, las soldaduras de filete se rematarán en los extremos o lados en forma continua en una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o el ancho de la parte conectada.
- c) En las conexiones con ángulos y planchas extremas, cuya flexibilidad depende a su vez de la flexibilidad de los lados conectados los remates de las esquinas no deben exceder de 4 veces el tamaño nominal de la soldadura.
- d) Excepto que los extremos de los rigidizadores se suelden a las alas, la soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma de una viga armada se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma-alas del perfil.
- e) Las soldaduras de filetes que se encuentran en lados opuestos de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras.

23.9.2.7 Soldaduras de filetes en agujeros y ranuras

Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras para transmitir fuerzas cortantes en juntas solapadas, para evitar el pandeo o la separación de piezas solapadas, o para unir los elementos que forman miembros compuestos. Tales soldaduras de filete pueden a su vez solaparse, requiriéndose que cumplan las disposiciones del Artículo 23.8. Las soldaduras de filete depositadas en agujeros y ranuras no se considerarán como soldaduras de tapón o canal y se reglamentarán en el Artículo 23.8.

23.10 SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA

23.10.1 Área efectiva

Se considera como área efectiva a fuerza cortante el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie de contacto.

23.10.2 Limitaciones

Las soldaduras de tapón y de ranura pueden usarse para transmitir fuerza cortante en juntas solapadas, para impedir el pandeo de piezas solapadas, o para unir los elementos componentes de miembros compuestos ensamblados.

El diámetro del agujeros que aloja a una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 mm, ni que el diámetro mínimo más 3 mm o mayor de 2.25 veces el espesor del metal de aporte.

La separación mínima, centro a centro de las soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura destinada a alojar una soldadura de canal no será superior a 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no será inferior al espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8 mm, ni será mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán sus esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que la contiene, excepto en los extremos que se extienden hasta el borde de la pieza.

La separación mínima de líneas de soldaduras de canal en una dirección perpendicular a su longitud será de 4 veces el ancho de la ranura. La separación mínima centro a centro en una dirección longitudinal sobre cualquier línea de soldadura será de 2 veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o canal efectuadas en materiales de espesor igual o menor a los 16 mm (5/8 plg) será el mismo que el del material. Si se efectúan en materiales más gruesos, el espesor de tales soldaduras será, como mínimo, la mitad del correspondiente al material, pero no inferior a 16 mm.

TABLA 23-1

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURA Y TENSIONES (a)	MATERIAL	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA ϕ	RESISTENCIA TEÓRICA F_{BM} o F_w	METAL DE APORTE REQUISITOS (b,c)
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN COMPLETA				
Tracción normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se debe usar soldadura "compatible". Véase la nota (d) para requisitos de tenacidad.
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante sobre el área efectiva				Base
	Soldadura	0.80	$0.60 F_{EXX}$	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACIÓN PARCIAL				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)				
Cortante paralelo al eje de soldadura				
Tracción normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	
	Soldadura	0.80	$0.60 F_{EXX}$	
SOLDADURAS DE FILETE				
Cortante sobre el área efectiva	Base	0.75	$0.60 F_{EXX}$ (f),(g)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible. Véase la nota (h) para requisitos de tenacidad.
	Soldadura	0.75	$0.45 F_{EXX}$ (h)	
Traccion o compresión paralelas al eje de soldadura	Base	0.90	F_y	

TABLA 23-1

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

(continuación)

TIPO DE SOLDADURA Y TENSIONES (a)	MATERIAL	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA ϕ	RESISTENCIA TEÓRICA F_{RM} o F_w	METAL DE APOORTE REQUISITOS (b,c)
SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base Soldadura	0.75	0.60 F_{EXX} (f)	Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible.

Notas del a Tabla 23.1:

- (a) Para la definición del área efectiva, véase el Artículo 23.9.1.
- (b) Para la soldadura “compatible”, véase la Tabla 3.1 , del Código AWS D1.1 vigente
- (c) Se permite soldadura con una resistencia superior en un nivel a la de la soldadura “compatible”.
- (d) En las juntas en T o esquina donde se deje permanentemente el material de respaldo, se usará material de respaldo que cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad, exigidos a las probetas de ensayos Charpy con entalla en V, de $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = 4^\circ\text{C}$. Cuando el material de respaldo no cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad y se deja permanentemente el material de respaldo, la junta se dimensionará utilizando la resistencia teórica y el factor de minoración de la resistencia teórica correspondientes a soldaduras de penetración parcial.
- (e) Las soldaduras de filete y las acanaladas de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre aleta y alma, pueden diseñarse sin considerar los tensiones a tensión o a compresión en estos elementos paralelos al eje de las soldaduras.
- (f) El diseño del material conectado está gobernado por el Artículo 21.15 y 21.16.
- (g) Véase el comentario al Artículo 23.7 y la nota (h).
- (h) Cuando se utilice metal de aporte que no cumple los requisitos de tenacidad en combinación con filetes de soldaduras solicitados transversalmente, se usará la menor resistencia teórica F_w .

TABLA 23.2
ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE
SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL

PROCESO DE SOLDADURA	POSICIÓN DE SOLDADURA	INCLUIDO EL ÁNGULO DE LA RAIZ DE LA GARGANTA	ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA
Arco metálico con electrodo protegido o arco sumergido	Todas	Juntas en U o J	Profundidad del bisel
Arco metálico con gas		Junta en V $\geq 60^\circ$	
Arco con fundente en el núcleo		Junta en V $45^\circ \leq V \leq 60^\circ$	Profundidad del bisel menos 3 mm

TABLA 23-3
ESPESOR EFECTIVO EN SOLDADURAS DE RANURA ABOCINADA

TIPO DE SOLDADURA	RADIO DE LA BARRA o RADIO DE DOBLEZ , R	ESPESOR EFECTIVO DE GARGANTA
Ranura abocinada en bisel	Todos	$5/16 R$
Ranura abocinada en V	Todos	$1/2 R$

Nota: Cuando $R \geq 25$ mm, utilícese $0.375 R$ para soldadura por arco con gas (excepto en el proceso de transferencia por corto circuito).

TABLA 23-4
ESPESOR MÍNIMO DE LA GARGANTA EFECTIVA DE
SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL

Espesor del material de la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Espesor mínimo de la garganta efectiva* t_e mm
Hasta 6.4 (1/4") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - 1/2")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - 3/4")	6
De 19 a 38 (3/4" – 1 1/2 ")	8
De 38 a 57 (1 1/2 " - 2 1/4 ")	10
De 57 a 152 (2 1/4 " - 6")	13
Mayor de 152 (6")	16

* Véase el Artículo 23.9

TABLA 23.5
TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE

Espesor del material De la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete* d mm
Hasta 6.4 (¼") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - ½")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - ¾")	6
Mayor de 19 (¾")	8

Notas: Dimensión del lado de soldaduras de filete, D.

Se debe usar soldadura en un solo pase.

El tamaño máximo de la soldadura de filete se especifica en la Subsección 23.9.2.2

PARTE 5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO-CONCRETO

CAPÍTULO 24 REQUISITOS BÁSICOS

24.1 ALCANCE

La Parte 5 de esta Norma se aplicará al proyecto, el detallado, la fabricación, la inspección, la construcción y el mantenimiento de estructuras mixtas de acero estructural y concreto reforzado, incluyendo los Tipos estructurales definidos en el Capítulo 3 y explicados ampliamente en los Capítulos 25 y 26, así como a sus miembros según los Capítulos 26 a 29, y sus conexiones contempladas en los Capítulo 30 y 31.

Esta Parte 5 se aplicará en conjunción con las otras Partes de la Norma y las otras normas que se citen en su texto. En concordancia con las Normas COVENIN - MINDUR 2002 y 1756, cuando la construcción mixta acero - concreto no se ajuste a los requisitos de la presente Norma, los detalles de construcción, la resistencia de los miembros, sus juntas y conexiones, incluyendo los conectores de cortante, se establecerán mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorio que demuestren que la estructura tiene la resistencia, tenacidad y estabilidad para el uso propuesto cuando están sometidas a la acción de los movimientos sísmicos contemplados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98.

24.2 MATERIALES

Los materiales empleados en la construcción mixta acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 5.

Excepto lo dispuesto en esta Sección, los miembros de acero y concreto que constituyen miembros mixtos acero - concreto cumplirán con las disposiciones de las respectivas normas. Los sofitos metálicos usados como diafragmas de acero cumplirán con los requisitos del Capítulo 29. Las conexiones entre acero, concreto, y los miembros mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 30.

24.3 SOLICITACIONES MAYORADAS Y RESISTENCIAS MINORADAS

En el diseño de los miembros de acero, concreto reforzado, y/o miembros mixtos acero - concreto, se usará el Método de los Estados Límites, por lo que se supone que los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica de esta Norma son consistentes. Las solicitaciones se calcularán usando las hipótesis de solicitaciones contempladas en el Capítulo 10, incluyendo los requisitos sismorresistentes, y las resistencias minoradas conforme a lo dispuesto en esta Norma. Los miembros de concreto reforzado cumplirán con los requisitos de la Norma ACI 318 vigente *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)*

hasta tanto se actualice la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

En el proyecto sismorresistente de los Tipos estructurales mixtos acero – concreto se emplearán los factores de sobrerresistencia definidos en la Sección 10.3.1.

24.4 RIGIDECES DE LOS MIEMBROS

Las estructuras mixtas acero – concreto se proyectarán según el Nivel de Diseño asignado, conforme con el Capítulo 25. Las rigideces de los miembros componentes del sistema mixto acero – concreto diseñados a partir de análisis elásticos, reflejarán sus condiciones al inicio de la cedencia significativa en la estructura.

CAPÍTULO 25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO

25.1 ALCANCE

Este Capítulo contiene los requisitos aplicables al proyecto, el detallado, la fabricación, la inspección, la construcción y el mantenimiento de los siguientes Tipos estructurales mixtos acero – concreto definidos en el Artículo 3.2 y cuyo uso en las diferentes zonas sísmicas del país se regirá por las disposiciones de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Todos estos sistemas, así como sus miembros y conexiones cumplirán con los requisitos básicos de los Capítulos 24 y 30:

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, y vigas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de acero estructural, vigas mixtas acero – concreto y conexiones parcialmente restringidas.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y diagonales concéntricas de acero estructural o mixtas acero – concreto.

Pórticos con columnas de concreto reforzado o mixtas acero –concreto, vigas de acero estructural o parcialmente mixtas y diagonales excéntricas de acero estructural.

Muros estructurales de concreto reforzado o muros mixtos acero – concreto con perfiles de acero estructural o mixtos como miembros de bordes, y vigas de acero estructural que acoplan dos o más muros estructurales.

Muros estructurales de concreto reforzado con planchas de acero y perfiles de acero o mixtos acero – concreto como miembros de borde.

25.2 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO CONCRETO

Las requisitos del presente Artículo se aplicarán a los pórticos con columnas de concreto o mixtas acero - concreto, y vigas de acero o mixtas acero – concreto atendiendo al Nivel de Diseño asignado al sistema estructural.

25.2.1 Nivel de Diseño ND1

Se espera que los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las

fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las limitadas deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran en las vigas, las columnas y/o en las conexiones.

25.2.1.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND1 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26.

25.2.1.2 Vigas

Las vigas de acero satisfarán los requisitos de diseño exigidos en el Capítulo 16 o 17, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

25.2.1.3 Conexiones de momento

Las conexiones de momento de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos del Capítulo 30.

25.2.2 Nivel de Diseño ND2

Se espera que los miembros de los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND2 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas moderadas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran principalmente en las vigas pero con deformaciones inelásticas moderadas en las columnas y/o en las conexiones.

25.2.2.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND2 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26.

25.2.2.2 Vigas

Las vigas de acero satisfarán los requisitos de diseño exigidos en los Capítulos 16 o 17, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

25.2.2.3 Conexiones de momento

Las conexiones de momento de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND2 cumplirán los requisitos del Capítulo 30. Adicionalmente las conexiones de momento cumplirán con uno de los siguientes requisitos:

- (a) La resistencia minorada de la conexión será igual o mayor que las solicitaciones asociadas a las rótulas plásticas de las vigas adyacentes a la conexión.

- (b) La resistencia minorada de la conexiones será igual o mayor que las solicitaciones mayoradas requerida por las hipótesis de solicitaciones (10-10) y (10-11).
- (c) La conexión tiene una capacidad de rotación inelástica de al menos 0.02 radianes, demostrada mediante ensayos bajo cargas cíclicas.

25.2.3 Nivel de Diseño ND3

Se espera que los miembros de los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán todos los requisitos de esta Sección.

Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran principalmente en las vigas pero con limitadas deformaciones inelásticas en las columnas y/o en las conexiones.

25.2.3.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para el Nivel de Diseño ND3 en la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

Las columnas mixtas acero - concreto, además de cumplir con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 26, satisfarán los siguientes requisitos:

- a. Para limitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, se cumplirá con los requisitos de la Sección 11.4.6 fundamentados en la filosofía de columnas fuertes – vigas débiles. Las bases de las columnas se detallarán para resistir la formación de rótulas plásticas por flexión.
- b. En la zona de confinamiento definido en la Subsección 26.7.2.1 se colocará el acero de refuerzo calculado según la Cláusula 26.7.3.5.1.
- c. La resistencia minorada de corte en la columna satisfará los requisitos de la Subsección 18.3.4.5 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753.

25.2.3.2 Vigas

Las vigas de acero estructural satisfarán los requisitos de diseño exigidos en el Capítulo 13, y las vigas mixtas, los requisitos del Capítulo 28.

En este Tipo estructural no se permite el uso de celosías de acero o mixtas acero – concreto como miembros a flexión del sistema resistente a cargas laterales, a menos que se demuestre experimental y analíticamente que este sistema particular tiene la ductilidad adecuada y posee capacidad de disipación de energía.

25.2.3.3 Conexiones de momento

Para sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND3 la demanda sobre las conexiones se determinará de los momentos y cortes asociadas con la resistencia teórica flexional plástica de las vigas conectadas. La resistencia teórica de la conexión cumplirá los requisitos del Capítulo 30.

Adicionalmente, la conexión será capaz de mantener una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes. En la conexión donde se interrumpan las alas de la viga, se demostrará que la conexión tiene la capacidad de rotación inelástica, conforme a la Sección 11.4.3. En las vigas continuas a través de las columnas de concreto reforzado, sin uniones soldadas a las alas y sin ser susceptible a fallas prematuras, se demostrará mediante ensayos o datos debidamente sustentados que la conexión al concreto reforzado posee la capacidad de rotación inelástica requerida.

25.2.3.4 Resistencia a flexión de las columnas

Las columnas de concreto reforzado cumplirán los requisitos de la Sección 18.3.2 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753. Las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido cumplirán con los requisitos de la Sección 11.4.6 con las siguientes modificaciones:

- a) La resistencia teórica a la flexión de la columna mixtas acero – concreto, M_{pc}^* , incorporará el efecto de la fuerza normal aplicada, N_u .
- b) Para aplicar la excepción 11.4.6.1 se modifica el valor límite de la fuerza normal a $N_u < 0.1 N_n$.
- c) Las columnas exceptuadas de cumplir con la verificación de la resistencia a flexión mínima de las columnas, según la Sección 11.4.7, deberán tener acero transversal de refuerzo que cumpla con los requisitos 2.c de la Subsección 26.7.3.5.2.

25.3 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL, VIGAS MIXTAS ACERO-CONCRETO Y CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS

Este Artículo se aplicarán a los pórticos con columnas de acero estructural y vigas mixtas acero - concreto vinculadas mediante conexiones parcialmente restringidas que satisfacen los requisitos establecidos en el Artículo 3.4 para el Tipo de conexión PR.

Este Tipo de sistema estructural se diseñará para que sometido a las acciones sísmicas correspondientes al Nivel de Diseño ND2, la cedencia ocurra principalmente en los componentes dúctiles de las conexiones semirrígidas viga- columna, si bien se permite una cedencia limitada en otras localizaciones tales como en las conexiones de la base de la columna.

La flexibilidad de las conexiones y la acción colaborante en las vigas mixtas se tomará en cuenta en la determinación de las características dinámicas del sistema, su estabilidad, desplazabilidad lateral, ductilidad y resistencia.

En los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND2, las columnas cumplirán con los requisitos sismorresistentes de los Capítulos 15 y 26.

25.3.1 Columnas

Las columnas de acero estructural se diseñarán para cumplir con los requisitos del Capítulo 15, tomando en cuenta el efecto de las conexiones en la estabilidad individual de las columnas y del pórtico en su conjunto.

25.3.2 Vigas mixtas acero - concreto

Las vigas mixtas acero - concreto se diseñarán según el Capítulo 28. Para efectos de análisis, la rigidez de la viga se determinará usando el momento de inercia efectivo de la sección mixta.

25.3.3 Conexiones mixtas parcialmente restringidas

Las conexiones semirrígidas viga – columna se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones mayoradas, tomando en cuenta los efectos de la flexibilidad de la conexión y los momentos debidos a los efectos de segundo orden. Adicionalmente, las conexiones mixtas acero – concreto tendrán una resistencia teórica al menos igual al $0.5 M_p$, siendo M_p el momento plástico teórico de la viga conectada ignorando la acción conjunta con el concreto. Las conexiones se diseñarán conforme a los requisitos del Capítulo 30 y tendrán una capacidad de rotación inelástica de 0.015 radianes y una capacidad de rotación total de 0.03 radianes comprobada mediante ensayos dinámicos bajo cargas cíclicas, según se ha definido en la Subsección 11.4.4.1.

25.4 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTOS ACERO – CONCRETO

Los siguientes requisitos se aplicarán a los pórticos con arriostramientos concéntricos constituidos por columnas de concreto reforzado o mixtas acero – concreto, vigas y arriostramientos concéntricos de acero estructural o mixtos acero - concreto.

25.4.1 Nivel de Diseño ND1

Se espera que los pórticos con arriostramientos concéntricos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND1 sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las limitadas deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran en las vigas, las columnas, los arriostramientos y/o en las conexiones.

25.4.1.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos en la Norma COVENIN –MINDUR 1753 para este Nivel de Diseño.

Las columnas mixtas cumplirán con los requisitos del Capítulo 28.

25.4.1.2 Vigas

Las vigas de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente. Las vigas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 27.

25.4.1.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente. Los arriostramientos mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos para columnas mixtas del Capítulo 26.

25.4.1.4 Conexiones

Las conexiones de los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos del Capítulo 30.

25.4.2 Nivel de Diseño ND3

Se espera que los pórticos con arriostramientos concéntricos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Las excentricidades menores, cuando existan, se incorporará en el diseño. Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que la acción inelástica bajo las acciones sísmicas ocurra principalmente en los arriostramientos, ya sea por cedencia por tracción y/o pandeo.

25.4.2.1 Columnas

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño sismorresistente exigidos por el Capítulo 18 de la Norma COVENIN –MINDUR 1753.

Las columnas de acero estructural cumplirán con los requisitos sismorresistentes de los Capítulos 15 y del Artículo 21.7.

Las columnas mixtas cumplirán con los requisitos sismorresistentes del Capítulo 26.

25.4.2.2 Vigas

Tanto las vigas de acero estructural como las vigas mixtas acero – concreto cumplirán con los requisitos establecidos en la presente Norma, especialmente los Capítulos 12 y 27.

25.4.2.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero estructural cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 12 para los pórticos de acero arriostrados concéntricamente.

Los arriostramientos mixtos acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26 para columnas mixtas.

25.4.2.4 Conexiones de los arriostramientos

Las conexiones de los arriostramientos en los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND3 se diseñarán para las hipótesis de solicitaciones establecidas en el Capítulo 10 y cumplirán los requisitos de los Capítulos 12 y 30.

25.5 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O PARCIALMENTE MIXTAS Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

Los siguientes requisitos se aplicarán a los pórticos con arriostramientos excéntricos constituidos por columnas de concreto reforzado o mixtas acero - concreto, con vigas de acero estructural o parcialmente mixtas y arriostramientos de acero estructural. Al menos uno de los extremos de cada arriostramiento intersecta a la viga eslabón bajo una determinada excentricidad. Este Tipo estructural se diseñarán para que la acción inelástica bajo las acciones sísmicas ocurra principalmente en la viga eslabón por cedencia por corte. Los arriostramientos diagonales, las columnas y los segmentos de la viga fuera de la conexión excéntrica o viga eslabón, se diseñarán para que permanezcan esencialmente elásticos bajo las máximas fuerzas que se puedan generar por la cedencia total y la deformación por endurecimiento en las vigas eslabones.

Salvo las modificaciones indicadas en esta Sección, este Tipo estructural cumplirá con todos los requisitos del Capítulo 13.

25.5.1 Columnas

Todas las columnas satisfarán el Artículo 13.8.

Las columnas de concreto reforzado satisfarán los requisitos de diseño exigidos para los miembros de celosías estructurales establecidos en el Artículo 18.6 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

Las columnas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Capítulo 26. Adicionalmente, donde la viga eslabón sea adyacente a una columna de concreto reforzado o columna mixta acero – concreto con perfil embutido, el refuerzo transversal de las columnas, por encima y por debajo del eslabón, cumplirá con los requisitos de la Sección 26.7.3 o los de la Subsección 18.3.4.3, Armadura transversal, de la Norma COVENIN - MINDUR 1753.

25.5.2 Viga eslabón

La viga eslabón no serán embutidas en concreto y cumplirá con todos los requisitos establecidos en el Capítulo 13 para las vigas eslabón de acero estructural. La vigas colectoras, las porciones de la viga fuera de la zona del eslabón, pueden ser embutidas en concreto. La viga eslabón puede conectarse parcialmente o en toda su longitud al piso por medio de conectores de corte, si la acción conjunta acero – concreto se incluye en el cálculo de la resistencia teórica de la viga eslabón.

25.5.3 Arriostramientos

Los arriostramientos de acero cumplirán con los requisitos establecidos en el Capítulo 13.

25.5.4 Conexiones

Adicionalmente a los requisitos establecidos en el Capítulo 13, se satisfarán los requisitos del Capítulo 30.

25.6 PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL RELLENOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO O MUROS MIXTOS ACERO – CONCRETO

Este Artículo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND1 de los muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de acero, embutidos o no, y de las vigas de acero que acoplan dos o más muros de concreto reforzado. Los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 se dan en el Capítulo 27.

25.6.1 Muros de concreto reforzado

Los muros de concreto reforzado cumplirán con los requisitos para el Nivel de Diseño ND1 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

25.6.2 Miembros de bordes

25.6.2.1 Perfiles de acero no embutidos en concreto

Los perfiles de acero estructural no embutidos en concreto que funcionen como miembros de borde de los muros entre los vanos de un pórtico de acero, se diseñarán de conformidad a la presente Norma. Las solicitaciones mayoradas en estos miembros de borde se calculará suponiendo que el muro de concreto resiste las fuerzas cortantes y que la totalidad de las cargas verticales y de volcamiento son resistidas por los miembros de borde y el muro.

25.6.3 Perfiles de acero embutidos en concreto

Las solicitaciones sobre los perfiles de acero embutidos en el concreto que funciones como miembros de borde de los muros mixtos acero – concreto, podrán calcularse transformando la sección mixta en una sección equivalente de concreto usando las propiedades elásticas de los materiales. Los miembros de borde que satisfagan la definición de columna mixta del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos sismorresistentes establecido en el Capítulo 26 para el Nivel de Diseño ND1. Los miembros de borde que no satisfagan la definición del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos la Norma COVENIN – MINDUR 1753 para columnas mixtas acero – concreto.

25.6.4 Conectores de corte

Los conectores de corte para transferir el corte vertical entre los miembros de acero y concreto, podrán ser espárragos o barras de refuerzo ancladas mediante soldadura. Los conectores de corte se diseñarán según los requisitos del Capítulo 31 y las barras de refuerzo ancladas según el AWS D1.4.

25.6.5 Vigas de acoplamiento

Las vigas de acero que acoplan muros de concreto reforzado adyacentes, además de cumplir con los requisitos exigidos a las vigas de acero estructural, cumplirán con los siguientes requisitos:

- (1) La longitud de embutimiento de la viga de acoplamiento será suficiente para desarrollar los valores máximos de corte y momentos simultáneos que la resistencia teórica de la viga de acoplamiento en flexión pueda generar. Esta longitud de embutimiento se considerará a partir de la primera capa de acero de confinamiento en la pared del miembro de borde. La resistencia de la conexión para transferir las cargas entre la viga de acoplamiento y los muros cumplirá con los requisitos del Capítulo 30.

- (2) El acero de refuerzo vertical del muro, calculado para suministrar una resistencia teórica a cargas normales igual a la resistencia teórica al corte de la viga de acoplamiento, se colocará sobre la longitud de embutimiento de la viga de acoplamiento, disponiendo los dos tercios del acero de refuerzo sobre la primera mitad de la longitud de embutimiento. El refuerzo del muro se extenderá en una distancia igual a la longitud de anclaje por tracción por arriba y por debajo de las alas de la viga. El refuerzo requerido para esta sección corresponde a la cuantía mínima y puede ser satisfecho con el refuerzo vertical necesario para cumplir con los otros requerimientos de los miembros de borde.

25.7 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO – CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE

Los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 se dan en el Capítulo 27.

CAPÍTULO 26 COLUMNAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

26.1 ALCANCE

Las columnas formadas por perfiles de acero estructural embutidos en el concreto reforzado, cuando el área del perfil de acero sea igual o mayor que el cuatro por ciento (4 %) de la sección total de la columna, se diseñarán de acuerdo con este Capítulo para los diferentes Niveles de Diseño.

Cuando el área del perfil de acero estructural sea menor del cuatro por ciento (4 %) del área total de la columna mixta acero – concreto, la columna se diseñará según los requisitos de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, incluyendo la contribución del perfil de acero a la resistencia de la columna. Las columnas de concreto reforzado diseñadas con la Norma COVENIN – MINDUR 1753 cumplirán con los requisitos especificados para los sistemas resistentes a sismos contemplados en el Capítulo 25.

Independientemente del porcentaje que represente el perfil de acero embutido, los conectores de corte del perfil de acero cumplirá los requisitos de la Sección 26.7.1.2.

26.2 MATERIALES

El concreto deberá tener una resistencia especificada a la compresión F_c no menor de 200 kgf/cm² ni mayor que 560 kgf/cm² para concretos de peso normal, y no menor de 280 kgf/cm² para concretos de agregados livianos.

La tensión mínima especificada para el acero estructural y para las barras de refuerzo a ser utilizadas en el cálculo de la resistencia de una columna mixta no excederá de 4200 kgf/cm².

26.3 RESISTENCIA

La resistencia minorada de las columnas mixtas acero – concreto comprimidas normalmente será $\phi_c N_n$, con un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_c = 0.85$. La resistencia teórica a compresión normal, N_t , se determinará por medio de las fórmulas (15-1) a (15-4) con las siguientes modificaciones:

- (1) Se reemplazará el área A por el área total del perfil de acero estructural, A_s . Igualmente se reemplazará el radio de giro, r , por el radio de giro del perfil de acero, r_m , excepto que para los perfiles de acero no será menor de 0.3 veces el espesor total de la sección mixta medido en el plano de pandeo.
- (2) Se reemplazará la tensión cedente F_y por la tensión cedente modificada F_{my} calculada con la fórmula (26-1). Igualmente se reemplazará el módulo de elasticidad E por el módulo de elasticidad modificado E_m , determinado con la fórmula (26-3).

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} (A_r / A_s) + c_2 F_c (A_c / A_s) \quad (26-2)$$

$$E_m = E + c_3 E_c (A_c / A_s) \quad (26-3)$$

donde:

A_c = Área del concreto.

A_r = Área de las barras de refuerzo longitudinal.

A_s = Área del perfil de acero estructural.

E = Módulo de elasticidad del acero.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto. De acuerdo con la Sección 8.5.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753-85 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño* podrá calcularse con la expresión $E_c = 0.14 w_c^{1.5} \sqrt{F_c}$ para pesos unitarios del concreto, w_c , entre 1440 y 2420 kgf/m³. Para concreto de peso normal E_c podrá tomarse como $15100 \sqrt{F_c}$; F_c en kgf/cm².

F_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto.

F_y = Tensión mínima de cedencia especificada para los perfiles de acero.

F_{yr} = Tensión mínima de cedencia especificada para las barras de refuerzo longitudinal.

c_1, c_2, c_3 = Coeficientes numéricos para perfiles embutidos en concreto.
 $c_1 = 0.7$; $c_2 = 0.6$; $c_3 = 0.2$

26.4 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

La interacción de las solicitaciones de compresión normal y de flexión en el plano de simetría de las secciones mixtas acero - concreto estará limitadas por el Artículo 18.2 con las siguientes modificaciones:

F_{my} = Tensión de cedencia modificada. Véase la Fórmula (26-3).

M_t = Resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución de tensiones plásticas sobre el área transversal mixta, excepto como se estipula más adelante.

N_{e1}, N_{e2} = $A_s F_{my} / \lambda_c^2$, fuerza normal de pandeo elástico.

- ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a la flexión, según la Subsección 28.9.1.2.
- ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión, $\phi_c = 0.85$.
- λ_c = Parámetro de esbeltez de la columna definido por la fórmula (15.4) con las modificaciones indicadas en el Artículo 26.3.

Cuando el término correspondiente a la sollicitación normal en las fórmulas (15-1a) y (15-1b) sea menor que 0.3, la resistencia teórica a momento M_t se determinará por la transición lineal entre la resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución plástica sobre las áreas transversales de la sección mixta acero - concreto cuando $(N_u / \phi_c N_t) = 0.3$ y el momento resistente cuando $N_u = 0$ como se determina en el Capítulo 28. Cuando $N_u / \phi_c N_t$ sea menor de 0.3 se usarán conectores de corte para $N_u = 0$.

26.5 COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS

Donde la columna mixta incluya miembros compuestos, éstos se interconectarán de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 15.8, para evitar que ocurra pandeo en los perfiles individuales antes del endurecimiento del concreto.

26.6 TRANSFERENCIA DE CARGA

Las cargas aplicadas a las columnas mixtas acero – concreto se transferirán entre estos dos materiales de acuerdo con las siguientes disposiciones, aplicables :

- a) Cuando la fuerza externa se aplica directamente a la sección de acero

Se dispondrán conectores de corte para transferir la fuerza cortante V_u' calculada según la siguiente fórmula:

$$V_u' = V_u (1 - A_s F_y / N_t) \quad (26-4)$$

- b) Cuando la fuerza externa se aplica directamente al embonamiento de concreto

Se dispondrán conectores de corte para transferir la fuerza cortante V_u' calculada según la siguiente fórmula:

$$V_u' = V_u (A_s F_y / N_t) \quad (26-5)$$

En las fórmulas (26-4) y (26-5):

V'_u = Fuerza introducida a la columna.

A_s = Área de la sección de acero.

F_y = Tensión cedente de la sección de acero.

N_t = Resistencia teórica a compresión de la columna mixta.

- c) Los conectores e corte que transfieren la fuerza cortante V'_u se distribuirán en toda la longitud del miembro con una separación máxima de 400 mm. y colocados al menos sobre dos caras del perfil de acero en una configuración simétrica con respecto a los ejes del perfil.
- d) Cuando la superficie de apoyo del concreto en aplastamiento directo sea más ancha que el área cargada en uno o más lados, y además los lados que no sobresalen están restringidos contra la expansión lateral, la máxima resistencia minorada será $1.7 \phi_c F_c A_B$, donde A_B es el área cargada y el factor de minoración de la resistencia teórica es $\phi_c = 0.65$.

26.7 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

26.7.1 Nivel de Diseño ND1

Los requisitos de esta Sección son aplicables a las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido en todos los sistemas mixtos acero – concreto definidos en el Capítulo 25.

26.7.1.1 Resistencia al corte

La resistencia minorada al corte de la columna mixta acero - concreto será la resistencia teórica multiplicada por el factor de minoración $\phi_v = 0.75$.

La resistencia teórica al cortante de la columna mixta acero - concreto será la suma de la resistencia teórica al corte del perfil de acero estructural más la resistencia teórica al corte de la armadura transversal de la sección de concreto reforzado.

La resistencia teórica al corte del perfil de acero se calculará según el Artículo 16.4 de la presente Norma. La resistencia teórica al corte de la armadura transversal de la sección de concreto se calculará según las Subsecciones 11.4.6.2 a 11.4.6.8, Diseño de las armaduras de corte, de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, considerando en las fórmulas que la dimensión b_w es igual al ancho de la sección transversal de concreto menos el ancho del perfil de acero medido perpendicularmente a la dirección del corte.

26.7.1.2 Conectores de corte

Los conectores de corte cumplirán con los requisitos del Artículo 26.6.

26.7.1.3 Refuerzo transversal

La separación de las ligaduras no deberá exceder el menor de los valores siguientes:

- (a) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal.
- (b) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- (c) 48 veces el diámetro de la ligadura.

La separación entre ligaduras será la mitad del valor indicado en el párrafo precedente por encima de la fundación, por encima o por debajo de la viga más baja o de la losa en cualquier entrepiso, y en la longitud de confinamiento definida en la Subsección 26.7.2.1.

Las barras de las ligaduras tendrán un diámetro no menor de $1/50$ la mayor dimensión de la sección mixta, excepto que no será menor que la barra No. 3 (10 mm de diámetro) ni mayor de la barra No. 5 (16 mm de diámetro). En las estructuras detalladas con Nivel de Diseño ND1, se puede reemplazar el área equivalente de ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.1.4 Refuerzo longitudinal

Como mínimo se colocarán barras de refuerzo longitudinal en cada esquina de las secciones rectangulares, cuyo detallado y empalme cumplirá con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753, Sección 7.8.1 *Barras no alineadas* y el Artículo 12.16 *Requisitos especiales para los empalmes en las columnas*. La separación de las otras barras longitudinales no será mayor que la mitad del lado menor de la sección mixta.

26.7.1.5 Empalmes y detalles en transición del perfil de acero

Los empalmes y apoyos del perfil de acero cumplirán con los requisitos de la Sección 21.7 de la presente Norma y la Sección 7.8.2, Núcleos metálicos, de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

Se incorporarán en el diseño todos los posible efectos desfavorables en el comportamiento del miembro debidos a los cambios de rigidez y de la resistente teórica a la tracción en donde termina el embutimiento del perfil, sea por transición a una columna de concreto reforzada o a la base de la columna.

26.7.2 Nivel de Diseño ND2

Las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido con Nivel de Diseño ND2, además de cumplir con los requisitos de la Sección 26.7.1, cumplirán con los de la presente Sección.

26.7.2.1 Confinamiento del concreto

A ambos lados de cualquier sección donde se espera la ocurrencia de cedencia por flexión y medido a partir de cada cara de la junta, se confinará el concreto en una distancia igual al mayor de los siguientes valores:

- (a) La mayor dimensión transversal de la sección.
- (b) 1/6 la altura libre de la columna.
- (c) 45 cm.

En estas zonas de confinamiento del concreto, las ligaduras deben ser cerradas y su separación no excederá el más pequeño de los valores siguientes:

- (a) La mitad de la menor dimensión de la sección.
- (b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- (c) 24 veces el diámetro de la ligadura.
- (d) 30 cm.

En el resto de la altura de la columna, la separación de las ligaduras no será mayor que el doble de la separación adoptada en la zona confinada.

En el Nivel de Diseño ND2 no está permitido reemplazar las ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.3 Nivel de Diseño ND3

Adicionalmente a los requisitos de las Secciones 26.7.1 y 26.7.2, las columnas mixtas acero – concreto con perfil de acero embutido con Nivel de Diseño ND3, cumplirán los requisitos de la presente Sección.

26.7.3.1 Solicitaciones mayoradas y requisitos para los empalmes

Las solicitaciones mayoradas y los detalles de los empalmes cumplirán con los requisitos de la Sección 15.5.1 y el Artículo 21.7, respectivamente.

26.7.3.2 Refuerzo longitudinal

La capacidad del acero longitudinal de refuerzo cumplirá con los requisitos sismorresistentes de la Sección 18.3.3 Armadura longitudinal de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*.

26.7.3.5 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se diseñará y detallará como ligaduras cerradas conforme a los requisitos del Capítulo 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 y cumplirá con los siguientes requisitos:

26.7.3.5.1 Área mínima

El área mínima de refuerzo transversal, A_{sh} , se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0.09h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_s}{N_t} \right) \left(\frac{F_c}{F_{yh}} \right) \quad (26-4)$$

donde:

- A_s = Área de la sección transversal del núcleo de acero.
- F_y = Tensión cedente mínima especificada del núcleo de acero estructural.
- F_{yh} = Tensión cedente mínima especificada para las ligaduras.
- N_t = Resistencia teórica a compresión normal de la columna mixta acero -concreto, calculada según el Artículo 26.3.
- F_c = Resistencia a compresión especificada para el concreto.
- h_{cc} = Dimensión de la sección transversal del núcleo medido centro a centro de las ligaduras.

No será necesario satisfacer la fórmula (26-4) cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por si solo es mayor que la demanda $1.0 CP + 0.5 CV$.

En el Nivel de Diseño ND3 no está permitido reemplazar las ligaduras por malla electrosoldada.

26.7.3.5.2 Disposición del refuerzo transversal

La disposición y separación del refuerzo transversal cumplirá con los siguientes requisitos:

1. La máxima separación del refuerzo transversal en toda la longitud de la columna no excederá de 6 veces el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal o 150 mm.
2. En cada uno de los casos y regiones que se especifican a continuación, la máxima separación del acero de refuerzo transversal no excederá 0.25 veces la menor dimensión transversal o 10 cm. En estas regiones, las ligaduras cerradas, sus ganchos u otros refuerzos de confinamiento no se separaran más de 350 mm medidos en el centro en la dirección transversal.
 - a) En las columnas acero – concreto con perfil de acero estructural embutido en concreto reforzado de los pórticos arriostrados.

En toda la longitud de las columnas mixta acero – concreto que soporten cargas normales mayores que 0.2 veces su resistente teórica a compresión con excentricidad cero, N_o .

Cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por si mismo sea mayor que la solicitaciones mayoradas obtenidas de la combinación $1.0 CP + 0.5 CV$ se eximirá del cumplimiento de este requisito.

- b) En las zonas de cambio de rigidez de las columnas mixtas acero concreto provenientes de la discontinuidad de rigideces, tales como las debidas a muros o pórticos arriostrados.

En toda la longitud por debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad de las columnas mixtas acero – concreto que soporten cargas mayores que 0.1 veces su resistente

teórica a compresión con excentricidad cero, N_o .

El acero transversal de confinamiento se extenderá dentro del miembro discontinuado por lo menos la longitud requerida para desarrollar la cedencia total del perfil embutido y la de las barras de refuerzo longitudinal. Cuando la resistencia teórica del perfil de acero estructural por si mismo sea mayor que la sollicitación producida por la combinación $1.0 CP + 0.5 CV$ se eximirá del cumplimiento de este requisito de confinamiento.

En los pedestales o fundaciones de las columnas mixtas el acero transversal de confinamiento se extenderá dentro del pedestal o fundación al menos 310 mm. Donde las columnas mixtas acero – concreto terminen sobre un muro, el refuerzo transversal de confinamiento se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud requerida para desarrollar la cedencia total del perfil embutido y la de las barras de refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO 27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO -CONCRETO

27.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 de los muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de acero, embutidos o no, muros con planchas de acero embutidas en uno o ambos lados y con miembros de bordes mixtos acero – concreto, y las vigas de acero que acoplan dos o más muros de concreto reforzado.

Excepto las modificaciones indicadas en este Capítulo, los muros estructurales cumplirán con las disposiciones del Capítulo 18 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

27.2 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO

27.2.1 Miembros de bordes

27.2.1.1 Perfiles de acero no embutidos en el concreto

Adicionalmente a los requisitos de la Subsección 25.6.1.1, los perfiles de acero no embutidos en concreto que funcionan como miembros de bordes cumplirán con los requisitos del Artículo 5.2, la Sección 15.5.1 y el Artículo 21.7.

27.2.1.2 Perfiles de acero embutidos en concreto

Adicionalmente a los requisitos de la Subsección 25.6.1.2, se aplicarán a los perfiles de acero embutidos en el concreto que constituyen los miembros de borde mixtos, los requisitos de la presente Subsección. Los miembros de borde que satisfagan la definición de columna mixta del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos sismorresistentes establecido en el Capítulo 26 para el Nivel de Diseño ND3. Los miembros de borde que no satisfagan la definición del Artículo 26.1, se diseñarán según los requisitos del Capítulo 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753 para miembros de borde. El refuerzo transversal por confinamiento en los miembros de borde mixtos se extenderá una distancia igual a $2h$ dentro del muro, siendo h el espesor total del miembro de borde medido en el plano del muro.

27.2.1.3 Conectores de corte

Los conectores de corte para transferir el corte vertical entre los miembros de acero y concreto, podrán ser espárragos o barras de refuerzo dispuestas como anclaje como se especificó en la cláusula 27.2.1.1.3. En la conexión a perfiles no embutidos en el concreto, la resistencia teórica de las barras de anclaje soldadas se reducirá en un veinticinco por ciento (25 %) respecto a su resistencia a la cedencia bajo cargas estáticas.

27.2.2 Vigas de acoplamiento

Las vigas de acero que acoplan muros de concreto reforzado adyacentes, además de cumplir con los requisitos de la Sección 25.6.2, cumplirán con los siguientes requisitos:

- (1) Las vigas de acoplamiento cumplirán con los requisitos de las Secciones 13.2.1 a 13.2.5, 13.3.2 y 13.3.3. A menos que un análisis justifique un valor menor, la rotación en el acoplamiento se supondrá igual a 0.08 radianes. Se dispondrán planchas de apoyo frontal en ambos extremos de la viga de acoplamiento en la cara del muro estructural. Estas planchas de apoyo en las caras cumplirá con los requisitos de detallado de las Sección 13.3.1.
- (2) El acero de refuerzo vertical del muro, especificado en la Sección 25.6.2 (2), será confinado por refuerzo transversal que satisfaga los requisitos de la Sección 18.5.3 *Miembros de bordes*, de la Norma COVENIN – MINDUR 1753.

27.3 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO – CONCRETO COMO MIEMBROS DE BORDE

Este Artículo establece los requisitos para el Nivel de Diseño ND3 de los muros estructurales formados por planchas de acero embutidas en uno o ambos lados y con miembros de bordes de acero estructural o mixtos acero – concreto.

27.3.1 Muros**27.3.1.1 Resistencia al corte**

La resistencia teórica al corte de los muros reforzados con planchas de acero rigidizadas conforme a la Subsección 27.3.1.2 se calculará con la fórmula (27-1):

$$V_s = 0.6 F_y A_{sp} \quad (27-1)$$

donde:

A_{sp} = Área horizontal de la plancha de acero.

F_y = Tensión cedente del material de la plancha.

V_s = Resistencia teórica a la cedencia por corte de la plancha de acero.

Cuando no se cumplan los requisitos especificados en la Subsección 27.3.1.2, la resistencia teórica al corte se calculará con resistencia de la plancha, excluyendo la resistencia del concreto, incorporando el pandeo de la plancha de acuerdo con las disposiciones de esta Norma.

27.3.1.2 Acción rigidizadora del concreto

Se podrá considerar que la plancha está suficientemente rigidizada por el concreto si un análisis elástico del pandeo de la misma demuestra que el muro mixto puede resistir una fuerza de corte aplicada igual a la resistencia teórica por corte de la plancha, V_s . El espesor mínimo de concreto será de 10 cm cuando se vacía a ambos lados de la plancha y de 20 cm cuando se vacía de un solo lado. Se podrán colocar conectores de corte tipo espárragos u otros conectores mecánicos similares

para prevenir el pandeo local y la separación de la plancha y el concreto. La cuantía mínima de armadura vertical u horizontal, que satisface los requisitos de detallado del Artículo 14.3 de la Norma COVENIN – MINDUR 1753, no será menor de 0.0025 y la máxima separación entre barras no excederá de 45 cm.

27.3.1.3 Transferencia de corte

La plancha de acero deberá estar continuamente unida en todo su contorno a los miembros de acero por medio de soldadura y/o conexiones de deslizamiento crítico capaces de desarrollar una fuerza cortante no menor al corte cedente de la plancha. La resistencia minorada de los pernos y soldaduras será la establecida en esta Norma.

27.3.2 Miembros de borde

Los miembros de borde, sean de acero o mixtos, se diseñarán según las disposiciones de la Subsección 27.2.1.1.

27.3.3 Aberturas en los muros

El análisis estructural determinará la necesidad de disponer miembros de bordes alrededor de las aberturas de los muros.

CAPÍTULO 28 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

28.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los criterios y requisitos mínimos para la determinación de los estados límites de diseño de las vigas mixtas, ya sean vigas embutidas en el concreto o vigas de acero que soportan una losa de concreto vaciada directamente o sobre un sofito metálico, interconectadas de tal manera que la losa y las vigas actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones flectoras.

Las láminas de acero formadas en frío que constituyen el sofito metálico cumplirán con los requisitos del Capítulo 29. Para los efectos del presente Capítulo, los sofitos de acero tendrán nervaduras con altura nominal no mayor de 75 mm. El ancho promedio de la nervadura, w_r , será como mínimo de 50 mm, pero en los cálculos no deberá ser mayor que el ancho mínimo libre en la parte superior de los pliegues de la lámina de acero. El espesor de la losa o placa de concreto medido por encima del sofito metálico no será menor de 50 mm.

28.2 MATERIALES

Los materiales de las vigas mixtas acero - concreto cumplirán con los requisitos del Artículo 24.2

28.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Las vigas mixtas acero – concreto de los pórticos mixtos acero – concreto con Nivel de Diseño ND3 cumplirán con los siguientes requisitos:

1. La resistencia minorada a flexión se calculará con la distribución de las tensiones plásticas definida en la Sección 28.6.5
2. Las alas de las vigas cumplirán con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2 , excepto que los elementos comprimidos estén totalmente embebidos por un recubrimiento de concreto reforzado de al menos 5 cm y el concreto esté confinado por medio de estribos en la región donde se espera la formación de rótulas plásticas bajo la acción sísmica. Los estribos cerrados cumplirán los requisitos de la Sección 18.2.3 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

28.4 INTERCONEXIÓN ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE CONCRETO

La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores de corte. Los conectores de corte tipo espárragos soldados, de acuerdo con los requisitos de la Norma AWS D1.1, serán de 19 cm de diámetro o menos. Los conectores pueden soldarse a través del sofito de acero o directamente a la viga metálica. Una vez soldados, los conectores tendrán que sobresalir por lo menos 40 mm (1.5 plg) por encima de la parte superior del sofito de acero.

En el cálculo de la resistencia minorada se supondrá acción colaborante parcial cuando la resistencia del conector V_{ac} sea menor de 0.5 veces el menor valor entre $0.85 b t F_c$ y $\phi A_s F_y$. En el estado límite de servicio no se considerará la acción colaborante total cuando V_{ac} sea menor de 0.25 veces el menor valor entre $0.85 b t F_c$ y $\phi A_s F_y$.

En los sistemas resistentes a sismos, independientemente de su Nivel de Diseño, la acción colaborante parcial no será menor del cincuenta por ciento (50 %).

28.5 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Las vigas mixtas acero - concreto se dimensionarán para tener la suficiente resistencia, rigidez y estabilidad lateral para soportar por sí mismas todas las cargas permanentes aplicadas antes que el concreto alcance el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada F_c , excepto cuando estas cargas se soportan temporalmente por medio de puntales. La resistencia a flexión de la sección de acero antes del endurecimiento del concreto se calculará de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 16 o 17, en todo caso las tensiones en el ala traccionada de las vigas sin apuntalamiento no será mayor de $0.90 F_y$. Para efectos de controlar la flecha durante esta etapa se podrán aplicar los requisitos del Artículo 29.5.1

28.6 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO

28.6.1 Solicitaciones

En la determinación de las solicitaciones en los miembros y las conexiones de una estructura con vigas mixtas, especial consideración se dará a las secciones efectivas en el momento de aplicar cada solicitación mayorada. Las conexiones en los apoyos de las vigas se dimensionarán para transmitir la totalidad de la reacción de la viga mixta acero - concreto.

28.6.2 Análisis elástico

En el análisis elástico de vigas continuas mixtas sin extremos acartelados, se aceptará suponer que la rigidez de la viga es uniforme en toda su longitud y deberá calcularse utilizando el promedio ponderado de los momentos de inercia de la sección mixta transformada en las zonas de momentos positivos y negativos.

28.6.3 Distribución de las tensiones elásticas

En la determinación de la distribución de las tensiones elásticas, las deformaciones en el acero y el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia al eje neutro. La tensión será igual a la deformación multiplicada por el módulo de elasticidad del acero, E , o el módulo de elasticidad del concreto, E_c . Deberá despreciarse la resistencia a la tracción del concreto y la máxima tensión en el acero no excederá el valor de F_y . En el concreto la máxima tensión de compresión no excederá $0.85 F_c$, siendo F_c la resistencia de compresión especificada para el concreto. En las vigas híbridas que trabajan como mixtas, la máxima tensión en el ala no será mayor que F_{yf} pero en el alma se puede exceder la tensión de cedencia en cuyo caso se tomará como tensión de cedencia F_{yw} .

28.6.4 Análisis plástico

Cuando se utiliza el análisis plástico, la resistencia teórica a flexión de los miembros de sección mixta se determinará de la distribución de las tensiones plásticas.

28.6.5 Distribución de las tensiones plásticas

La distancia de la fibra más comprimida del concreto respecto al eje neutro plástico no será mayor que

$$\frac{Y_{con} + d}{1 + \left(\frac{1750 F_y}{E} \right)} \quad (28-1)$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

F_y = Resistencia cedente mínima especificada de la viga de acero.

Y_{con} = Distancia de la parte superior de la viga a la parte superior de la losa de concreto.

d = Altura de la viga de acero.

28.6.5.1 Distribución de las tensiones plásticas para momentos positivos

Cuando la losa se conecta a la viga de acero por medio de conectores de corte en la región de momentos positivos, podrá suponerse una tensión en el concreto de 0.85 F_c distribuida uniformemente a través de la zona de compresión efectiva. Deberá despreciarse la resistencia a la tracción en el concreto. En las secciones de acero estructural se supondrá una tensión cedente en el acero F_y, uniformemente distribuido a través de las zonas de tracción y de compresión. La fuerza neta de tracción en la sección de acero será igual a la fuerza de compresión en la losa o placa de concreto.

28.6.5.2 Distribución de las tensiones plásticas para momentos negativos

Cuando la losa se conecta a la viga de acero por medio de conectores de corte en la región de momentos negativos, se supondrá una tensión de cedencia F_{yr} en todas las barras de refuerzo longitudinal, con una longitud de desarrollo adecuada dentro del ancho efectivo de la losa o placa de concreto. Se despreciará la resistencia a la tracción en el concreto. En la sección de acero estructural se supondrá una tracción cedente igual a F_y uniformemente distribuido a través de las zonas de tracción y de compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero será igual a la fuerza total de tracción en el acero de refuerzo.

28.6.6 Acción conjunta completa en vigas

Se suministrarán conectores de cortante en cantidad suficiente para desarrollar la máxima resistencia de flexión de la viga mixta. Para la distribución de tensiones elásticas podrá suponerse que no ocurre ningún deslizamiento entre los materiales.

28.6.7 Acción conjunta parcial en vigas

La resistencia al cortante de los conectores de corte limitará el diseño de la vigas con acción conjunta parcial. En el análisis elástico de flechas, fatiga y vibraciones deberá incluirse el efecto del deslizamiento entre los dos materiales.

28.6.8 Vigas embutidas en el concreto

Podrá suponerse que una viga totalmente embutida en el concreto vaciado monolíticamente con la losa desarrolla la acción conjunta completa por medio de su adherencia natural, sin necesidad de anclajes adicionales, siempre que:

- (a) El recubrimiento de concreto en los lados y el borde inferior de la viga no sea inferior a 50 mm.
- (b) El borde superior de la viga esté al menos 40 mm por debajo del borde superior de la losa y 50 mm por encima de su borde inferior .
- (c) El concreto que cubre la parte embutida deberá tener una malla u otra armadura de acero adecuada a todo lo largo de la altura y a través del borde inferior de la viga para evitar la fragmentación del concreto.

28.7 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO

El ancho efectivo del ala de concreto a cada lado del eje baricéntrico de la viga será el menor valor que resulte de aplicar las siguientes disposiciones:

- (a) Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- (b) La mitad de la distancia al eje baricéntrico de la viga adyacente.
- (c) La distancia desde el eje baricéntrico de la viga al borde de la losa.

28.8 VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO

La resistencia minorada a la flexión, $\phi_b M_t$, de las vigas mixtas cuya losa de concreto ha sido vaciada sobre un sofito metálico y está adecuadamente conectada a las vigas de acero, se calculará de acuerdo con las partes aplicables del Artículo 28.9, con las siguientes modificaciones.

28.8.1 Nervaduras del sofito perpendiculares a las vigas

Donde las nervaduras del sofito metálico están orientadas perpendicularmente a las vigas , el concreto por debajo de la parte superior de las nervaduras no se tendrán en cuenta para determinar las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c .

La separación longitudinal de los conectores de corte tipo espárrago no será mayor de 800 mm.

La capacidad nominal al corte de los conectores de corte tipo espárrago tendrá el valor especificado en el Capítulo 31 multiplicado por el siguiente coeficiente de reducción:

$$\frac{0.85}{\sqrt{n_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{h_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (28-2)$$

donde:

h_r = Altura nominal de la nervadura.

h_s = Longitud del espárrago por encima de la soldadura. En los cálculos no excederá el valor $(h_r + 75 \text{ mm})$, aunque la longitud real sea mayor.

n_r = Número de conectores tipo espárrago en una nervadura en la intersección de la viga. Para efectos de cálculo no excederá de 3, aunque se hayan instalado más.

w_r = Ancho promedio de la nervadura de concreto definido en el Artículo 28.1; cm.

A fin de evitar el levantamiento del sofito metálico, éste deberá anclarse a todos los miembros de soporte con separaciones no mayores de 400 mm. Los anclajes pueden proporcionarse por medio de conectores de corte, o por una combinación de conectores y soldaduras de tapón o por cualquier otro sistema especificado por el ingeniero estructural.

28.8.2 Nervaduras del sofito paralelas a las vigas

Donde las nervaduras del sofito metálico están orientadas paralelamente a las vigas, el concreto por debajo de la parte superior de la nervadura podrá incluirse en la determinación de las propiedades de la sección en cuyo caso deberá incluirse en los cálculos de A_c para determinar la capacidad de los conectores, según se contempla en el Capítulo 31.

Las nervaduras del sofito metálico sobre las vigas de soporte podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

Cuando la altura nominal del sofito metálico sea de 38 mm o más, el ancho promedio w_r del capitel o de la nervadura soportados, no deberá ser menor de 50 cm si hay un solo espárrago en la hilera transversal, debiendo suponerse 4 diámetros del mismo por cada espárrago adicional.

La resistencia teórica al corte de un conector de corte tipo espárrago tendrá los valores especificados en el Capítulo 31, excepto cuando w_r / h_r sea menor de 1.5, el valor de la Sección 31.4 mencionada se multiplicará por el siguiente coeficiente de reducción, en el cual las variables tienen el mismo significado que en la fórmula (28-2).

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\left(\frac{h_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \quad (28-3)$$

28.9 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

En el diseño se incluirán los efectos y solicitaciones producidos por las losas mixtas acero - concreto.

28.9.1 Resistencia a flexión

28.9.1.1 Vigas embutidas en el concreto

La resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, se calculará tomando como factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$ y determinando el momento teórico M_t a partir de la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos del apuntalamiento.

Alternativamente, la resistencia minorada, $\phi_b M_t$, podrá calcularse manteniendo $\phi_b = 0.90$ y determinando la resistencia teórica M_t a partir de la distribución de tensiones plásticas en la viga de acero sin la colaboración del concreto.

Cuando se coloquen conectores de corte y el concreto satisfaga los requisitos del Artículo 26.3, la resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, podrá calcularse un factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.85$ y determinando la resistencia teórica M_t a partir de la distribución de las tensiones plásticas de la sección mixta acero - concreto.

28.9.1.2 Vigas con conectores de corte

28.9.1.2.1 Momentos positivos

La resistencia teórica a flexión $\phi_b M_t$ se calculará con los siguientes valores de la resistencia teórica M_t y del factor de minoración de la resistencia teórica ϕ_b :

(a) Para $h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$:

M_t = Momento teórico calculado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección mixta.

$$\phi_b = 0.85$$

(b) Para $h/t_w > 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$

M_t = Momento teórico calculado a partir de la superposición de las tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento.

$$\phi_b = 0.90$$

28.9.1.2.2 Momentos negativos

La resistencia minorada a flexión para momentos negativos, $\phi_b M_t$, se determinará para la sección de acero exclusivamente de acuerdo con los requisitos de los Capítulos 16 o 17, según corresponda, cuando los conectores de corte se interrumpen a una distancia no menor de $1.5d$ de la cara de la columna en la zona de momentos negativos, siendo d la altura del perfil de acero.

Alternativamente, $\phi_b M_t$ podrá calcularse tomando $\phi_b = 0.85$ y determinando la resistencia teórica M_n a partir de la distribución de tensiones plásticas de la sección mixta, siempre que:

- (1) La viga de acero, sea una sección compacta adecuadamente arriostrada, tal como se define en la Sección 4.1.
- (2) Los conectores de corte conectan la placa a la viga en la región de momentos negativos.
- (3) Los aceros de refuerzo paralelos a la viga situadas dentro del ancho efectivo de la losa están anclados de acuerdo con la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

28.9.2 Resistencia a corte

La resistencia minorada al corte de vigas mixtas estará determinada por la fuerza cortante en el alma del perfil de acero, de acuerdo con los requisitos de la Sección 16.4.

El corte longitudinal paralelo a la viga con losas sólidas o losas sobre sofito metálico será

$$V_u = \Sigma V_{ac} - 0.85 \phi_c F_c A_c - \phi A_{sr} F_{ysr} \quad (28-4)$$

donde :

A_{sr} = Área del refuerzo longitudinal dentro del área de concreto A_c .

Para concreto de peso normal, la resistencia a lo largo de cualquier plano longitudinal de corte en la losa será

$$\phi V_r = (0.80 \phi A_r F_{yr} + 2.76 \phi_c A_{cv}) \leq 0.50 \phi_c F_c A_{cv} \quad (28-5)$$

donde :

A_r = Área del refuerzo transversal que cruza los planos de corte, A_{cv} .

28.10 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En el diseño para los estados límites de servicio determinados por flecha o vibraciones, se tomará en cuenta el incremento de flexibilidad resultante de la acción colaborante parcial y el deslizamiento relativo entre los materiales. En el cálculo de las propiedades de las vigas mixtas acero - concreto podrán incorporarse los efectos reológicos del concreto.

28.11 ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO

Las losas de concreto tendrán un adecuado refuerzo para soportar las cargas y controlar el agrietamiento tanto el transversal al tramo de la viga como el longitudinal sobre el perfil de acero. El refuerzo no será menor que el requerido por los requisitos de protección contra el fuego.

28.11.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al tramo de la viga en la región de momentos negativos de la viga de sección mixta se anclarán en la zona comprimida del concreto. Especial atención se dará al refuerzo de la losa que es continuo sobre los apoyos extremos de las secciones de acero.

28.11.2 Refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal se colocará uniformemente en la parte inferior de la losa y se anclará para que pueda desarrollar su tensión cedente.

El área del refuerzo transversal será:

- (a) En losas vaciadas directamente sobre las vigas, no menos de 0.002 veces el área de la losa concreto.
- (b) En losas sobre sofitos metálicos
 - (1) Donde los nervios son paralelos al tramo de la viga, no menos de 0.002 veces el área de concreto sobre el sofito.
 - (2) Donde los nervios son perpendiculares al tramo de la viga, no menos de 0.001 veces el área de concreto sobre el sofito.

CAPÍTULO 29 LOSAS MIXTAS ACERO -CONCRETO

29.1 ALCANCE

Este Capítulo suministra los criterios para el proyecto, la construcción y la inspección de las losas mixtas acero - concreto construidas de concreto reforzado colocado permanentemente sobre sofitos de acero que actúan como encofrado durante la construcción y que pueden considerarse como refuerzo positivo después que el concreto ha alcanzado su resistencia de diseño.

Las disposiciones de este Capítulo son aplicables a sofitos metálicos con una altura nominal de 77 mm o menos y una separación entre sus nervios de 406 mm o menos, y los cuales suministrarán la resistencia y la rigidez requeridas para soportar las cargas de construcción definidas en la Subsección 29.5.1.1.

29.2 MATERIALES

29.2.1 Aceros

El acero a usar en la fabricación de los sofitos metálicos será acero estructural según la Norma ASTM A611 o A446, según se especifica en el Artículo 5.3.

El espesor nominal mínimo del acero sin recubrir será de 0.70 mm (Calibre 22).

29.2.2 Concreto

Los materiales para el concreto estructural y el acero de refuerzo cumplirán con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado. Análisis y Diseño*.

La resistencia mínima especificada para el concreto, F_c , será de 200 kgf/ cm².

29.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Cuando las losas de concreto vaciadas sobre sofito de acero resistan las fuerzas sísmicas como diafragmas, se cumplirán los siguientes requisitos:

1. Se detallarán para garantizar la transferencia de las fuerzas entre el diafragma y los miembros de borde, los elementos colectores, y los miembros horizontales del sistema estructural.
2. La resistencia teórica al corte del diafragma mixto se calculará tomando en cuenta solamente la resistencia teórica al corte de la losa de concreto por encima del tope superior del sofito metálico, conforme con los requisitos de la Norma COVENIN - MINDUR 1753. Alternativamente se podrá utilizar la resistencia minorada al corte determinada experimentalmente en ensayos de corte en el plano del diafragma mixto acero – concreto.

29.4 ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO - CONCRETO

A menos que se haga un análisis estructural , bajo condiciones de servicio la máxima relación entre la separación de apoyos o luz de la losa, L , a su altura total, h , será como máximo:

En tramos simplemente apoyados $L / h \leq 22$.

En tramos extremos de losas continuas $L / h \leq 27$.

En tramos intermedios de losas continuas $L / h \leq 32$.

Estructuralmente el espesor total mínimo, h , de las losas será de 90 mm. El espesor mínimo del concreto sobre la parte más exterior del sofito metálico será de 50 mm. Cuando se coloque acero de refuerzo sobre el sofito metálico, el recubrimiento mínimo sobre el refuerzo será de 20 mm.

29.5 CRITERIOS DE DISEÑO

29.5.1 Etapa de construcción

El sofito metálico se diseñará para soportar durante la etapa de construcción los efectos de la combinación de las cargas permanentes debidas a su peso propio, CP , el peso del concreto fresco y el del acero de refuerzo, CP_c , y las cargas variables de construcción definidas en la Subsección 29.5.1.1, CV_c , sin exceder las flechas especificadas en la Subsección 29.5.1.2.

$$1.2 CP + 1.6 CP_c + 1.4 CV_c \quad (29-1)$$

29.5.1.1 Cargas variables durante la construcción

Los sofites metálicos se diseñarán para soportar el efecto más desfavorable de las siguientes cargas variables debidas a la construcción, aplicadas separadamente:

(a) Una carga uniforme de 100 kgf/m^2 .

(b) Una carga concentrada de 80 kgf ubicada en la posición más desfavorable. Esta carga podrá considerarse actuando en un ancho de 300 mm .

29.5.1.2 Flechas durante la etapa de construcción

Bajo el peso del concreto fresco, la flecha calculada se limitará al menor valor entre $L/180$ y 20 mm .

Para tramos simples

$$\Delta = (5wL^4 / 384EI) \gamma_p \quad (29-2)$$

Para dos tramos iguales

$$\Delta = 0.42 \Delta_{\text{tramo simple}} \quad (29-3)$$

Para tres o más tramos iguales

$$\Delta = 0.53 \Delta_{\text{tramo simple}} \quad (29-4)$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

I = Momento de inercia del sofito metálico.

L = Luz del sofito.

w = Carga permanente uniforme debida a la losa de concreto y el sofito metálico, kgf.m.

γ_p = Factor de mayoración igual a 1.10.

Mediante análisis estructural se resolverán los casos correspondientes a tramos de diferentes luces o donde se requiera considerar las cargas adicionales producidas por cambios en la longitud o flecha de los miembros soportantes de la losa.

29.5.2 Etapa de uso

Una vez que el concreto ha alcanzado totalmente su resistencia especificada, se aplicarán las hipótesis de solicitaciones definidas en el Artículo 10.3.

En el diseño de las losas mixtas acero - concreto se emplearán los factores de minoración de las resistencias teóricas dados en la Tabla 29.1.

TABLA 29.1 LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN
Corte por adherencia	$\phi_v = 0.60$
Flexión:	
Secciones subreforzadas	$\phi_b = 0.85$
Secciones subreforzadas, cuando $F_u / F_y \leq 1.08$	$\phi_b = 0.65$
Secciones sobrerreforzadas	$\phi_b = 0.70$
Sofito de acero galvanizado	
Como losa mixta	$\phi_s = 0.90$
Como diafragma mecánicamente conectado	$\phi_s = 0.60$
Como diafragma conectado por soldaduras	$\phi_s = 0.50$
Concreto en flexión	$\phi_c = 0.60$

29.6 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

El estado límite de agotamiento resistente de una losa mixta acero - concreto será el menor valor entre su resistencia minorada a flexión y la resistencia minorada a corte por adherencia. Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a la norma para perfiles formados en frío.

29.6.1 Resistencia al corte por adherencia

La resistencia minorada al corte por adherencia en una losa mixta acero - concreto será $\phi_v V_t$, usando como valor de la resistencia teórica V_t los valores obtenidos de ensayos a escala natural, según se especifica en el Artículo 29.10, expresados por ancho de losa.

La fórmula básica para determinar la resistencia por adherencia obtenida experimentalmente será una de las siguientes:

$$V_t = b d (k_1 t / L' + k_2 / L' + k_3 t + k_4) \quad (29-5)$$

$$V_t = b d (k_5 / L' + k_6) \quad (29-6)$$

donde

- L' = Distancia entre el apoyo y el punto de aplicación de una carga concentrada que produce la falla de corte por adherencia. Para una carga uniforme L' es un cuarto de la luz.
- b = Ancho unitario de la losa, $b = 1000$ mm.
- d = Altura efectiva de la losa, definida como la distancia de la fibra comprimida de concreto más alejada del baricentro de la sección total del sofito metálico.
- k_1, k_2, k_3 = Coeficientes de corte por adherencia obtenidos de una regresión multilínea de los ensayos de tres o más espesores del sofito.
- k_5, k_6 = Coeficientes de corte por adherencia obtenidos de un análisis de regresión lineal de los ensayos para un espesor individual del sofito.

29.6.2 Resistencia a flexión

Las losas mixtas acero - concreto se clasificarán en secciones subreforzadas y secciones secciones sobrerreforzadas.

Las losas cuya relación de compresión / altura, (c/d) , definida por la fórmula (29-7) sea menor que la condición balanceada $(c/d)_b$, definida por la fórmula (29- 8), se considerarán subreforzadas, en caso contrario se clasificarán como sobrerreforzadas.

$$(c/d) = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b d \beta_1} \quad (29-7)$$

$$(c/d)_b = \frac{6300(h-d)}{(6300 + F_y)d} \quad (29-8)$$

donde

d = Altura total del sofito metálico.

h = Altura nominal total de la losa, medida externamente desde el sofito hasta el tope de concreto.

β_1 = 0.85 para concreto de resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85 - 7.85 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.65$.

29.6.2.1 Losas subreforzadas

La resistencia minorada a momentos positivos en la losa mixta acero será $\phi_s M_{un}$.

$$M_{ru} = A_s F_y (d - a/2) \quad (29-9)$$

donde :

$$a = \frac{\phi_s A_s F_y}{0.85 \phi_c F_c b}$$

La fórmula (29-9) es válida únicamente para losas mixtas que sean capaces de desarrollar la tensión cedente en la totalidad de la sección del sofito.

La fórmula (29-9) no toma en cuenta el acero de refuerzo que pueda existir adicionalmente al del sofito ni tampoco el caso en que una porción del sofito esté en la zona de compresión dentro de la sección en flexión. En estos casos la fórmula (29-9) no es válida y la resistencia minorada a flexión se determinará de un análisis de compatibilidad de deformaciones.

29.6.2.2 Losas sobrerreforzadas

La resistencia minorada a flexión para momentos positivos en la losa será $\phi_c M_{ro}$.

$$M_{ro} = k_1 f'_c b c (d - k_2 c) \quad (29-10)$$

donde

$$c = d \left\{ \left[\rho m + \left(\frac{\rho m}{2} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{\rho m}{2} \right\} \quad (29-11)$$

con

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$m = \frac{\phi_s E_s \epsilon_{cu}}{k_1 \phi_c F_c} \quad (29-12)$$

$k_1 = 0.723$ para concretos con resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $k_1 = 0.723 - 6.69 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.553$.

$k_2 = 0.425$ para concretos con resistencia $F_c \leq 300 \text{ kgf/cm}^2$.
para $F_c > 300 \text{ kgf/cm}^2$, $k_2 = 0.425 - 3.92 \times 10^{-4} (F_c - 300) \geq 0.325$.

$\epsilon_{cu} = 0.003$

La fórmula (29.10) es válida solamente para losas mixtas acero - concreto en la cual ninguna parte del sofito está cediendo. Si ocurre cedencia en el sofito, la resistencia minorada a flexión se determinará de un análisis de compatibilidad de deformaciones o mediante ensayos.

29.7 LOSAS CONTINUAS

Cuando las losas mixtas acero - concreto se diseñen para ser continuas sobre los apoyos, la resistencia minorada a flexión se determinará de la manera convencional establecida en la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado. Análisis y Diseño*.

29.8 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

29.8.1 Flecha

Las propiedades de la losa mixta necesarias para determinar su flecha se calcularán según la convencional teoría elástica de concreto reforzado, transformando las áreas de acero en áreas equivalentes de concreto. El momento de inercia a utilizar será el promedio de los valores calculados suponiendo la sección de concreto agrietada y no agrietada, según las fórmulas que se suministran en el Apéndice E. Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a la norma para perfiles formados en frío.

Como valores límites de flecha se podrán adoptar los valores de la Tabla 9.5 (b) de la Norma COVENIN - MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

29.8.2 Efectos dinámicos debidos a cargas repetidas o vibraciones

Cuando las cargas variables pueden inducir impacto o vibración, o ambas, que afecten el confort de los usuarios o la ocupación de la edificación, se hará un análisis de las vibraciones con el fin de acotarlas a niveles aceptables con el uso previsto para la edificación.

29.9 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO

29.9.1 Control de los efectos de retracción y temperatura

A menos que por la protección contra incendios se especifique un refuerzo mayor, las losas mixtas acero - concreto tendrán como mínimo el acero de refuerzo por retracción y temperatura de 0.00075 veces el área de la losa de concreto por encima del sofito pero no menor de 0.60 cm²/m, como se ilustra en la Tabla 29-2. Según la Norma COVENIN - MINDUR 1753, la separación de las barras que constituyen este refuerzo, no será mayor de 35 cm ni 5 veces el espesor de la losa. El acero de retracción y temperatura se colocará aproximadamente a 2.5 cm por debajo de la superficie exterior de la losa de concreto.

Cuando las losas mixtas acero - concreto se diseñan como continuas sobre los apoyos, el refuerzo para los momentos negativos se calculará de conformidad con la Norma COVENIN - MINDUR 1753. Si no se considera continuidad sobre los apoyos, se tomarán medidas para controlar el agrietamiento del concreto.

TABLA 29-2 REFUERZO MÍNIMO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Recubrimiento de concreto $h_c = h - h_r$ cm	Área mínima de refuerzo en el ancho de la losa A_{sr} en cm ² /m
$h_c \leq 8$	0.60
$8 < h_c \leq 15$	$0.3 h_c - 1.80$
$h_c > 15$	$0.18 h_c$

29.9.2 Punzonado

La superficie crítica para la determinación del corte por punzonado será perpendicular al plano de la losa y ubicada a un lado de la periferia de la carga concentrada o área de la reacción a una distancia no mayor de 0.50 h_c de la periferia de la carga concentrada o área de la reacción.

La resistencia minorada al corte por punzonado será $\phi_c V_{pr}$.

$$V_{pr} = (1 + 2/\beta_c) 0.2 \lambda \sqrt{F_c} b_o h_c \quad (29-13)$$

donde

V_{pr} = Resistencia teórica al corte por punzonado.

b_o = Perímetro de la sección crítica.

h_c = Espesor de la losa de concreto por encima del sofito metálico.

β_c = Relación del aspecto del área de aplicación de la carga concentrada o área de reacción.

λ = 1.0 para concreto de peso normal.
0.75 para concreto con agregados livianos.

En lugar de la fórmula (29-13), la resistencia minorada al punzonado se podrá determinar experimentalmente.

29.9.3 Efecto de placa

Cuando se requiera que la losa trabaje en dos direcciones para distribuir las cargas, se evaluará la resistencia a flexión en la dirección transversal de las corrugaciones del sofito mediante ensayos o de manera analítica. Se considerarán los dos casos siguientes:

- (a) Cuando no se disponga de refuerzo transversal suplementario, la resistencia minorada a flexión se calculará para la sección de concreto sin armar por encima del sofito metálico, despreciando cualquier contribución de éste.
- (b) Cuando se coloca refuerzo transversal en la zona de tracción, se podrá usar la fórmula (28-7) el área del acero A_s será la del refuerzo suplementario, y solo se considerará la sección de concreto por encima del embosado del sofito, a menos que los ensayos demuestren conclusivamente que contribuyen a la resistencia de la losa.

29.9.4 Cargas repetidas o efectos dinámicos

Cuando las cargas repetidas (fatiga) o cargas vibratorias sean un factor importante en el diseño, se comprobará experimentalmente la idoneidad de la solución propuesta.

29.9.5 Conexión con miembros de borde

Las soldaduras o dispositivos de corte deberán transferir a los miembros de borde de los diafragmas estructurales las fuerzas de corte que se generan en el plano de la losa mixta acero - concreto cuando trabaja como diafragma.

29.10 ENSAYOS

Como es la falla de corte por adherencia el mecanismo de falla más común en las losas mixtas acero - concreto, su resistencia minorada a flexión se calculará usando los parámetros obtenidos de un programa de ensayos a escala natural, según se especifica en la Norma CSSBI S2-85 *Criteria for the Testing of Composite Slabs* del Canadian Sheet Steel Building Institute (Instituto Canadiense de Láminas de Acero para Edificaciones).

CAPÍTULO 30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

30.1 ALCANCE

Los requisitos de este Capítulo se aplicarán al diseño de las conexiones de las estructuras mixtas acero - concreto definidas en el Artículo 3.2 y en las cuales se aprovecha la interacción de los dos materiales para transferir las fuerzas entre los miembros. Cuando tal interacción no sea requerida, las conexiones se diseñarán de acuerdo con la norma correspondiente a cada material.

Las conexiones mixtas acero – concreto demostrarán que poseen una resistencia, ductilidad y tenacidad al menos igual a las conexiones de las estructuras de acero o de concreto reforzado.

30.2 REQUISITOS GENERALES

Todas las conexiones tendrán la adecuada capacidad de deformación para resistir las hipótesis de solicitaciones críticas para las cuales se calculan las derivas de los entrepisos. Adicionalmente, las conexiones requeridas para la estabilidad lateral bajo las acciones sísmicas deberán cumplir con los requisitos de este Capítulo. De conformidad con el Capítulo 24, las conexiones se diseñarán para el sistema estructural específico.

Cuando las solicitaciones mayoradas se basen en las resistencias teóricas de los materiales y las dimensiones nominales de los miembros, se tomará en cuenta cualquier efecto que pueda incrementar la resistencia teóricas de los miembros conectados en la formulación de las solicitaciones mayoradas en las conexiones.

30.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El cálculo de la resistencia teórica de las conexiones se basará en un modelo analítico que satisfaga las condiciones de equilibrio interno y las limitaciones resistentes de los materiales y elementos basado en los potenciales estados límites. A menos que la resistencia se determine experimentalmente, los modelos de las conexiones seguirán los siguientes criterios:

30.3.1 Transferencia de fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado

Se considerarán las fuerzas de transferencia entre el acero estructural y el concreto reforzado cuando ocurran solamente a través del aplastamiento de la cabeza de los conectores de corte tipo espárrago o por dispositivos apropiados, por cualquier otro mecanismo mecánico, o mediante corte por fricción con la necesaria fuerza de apriete suministrada por el acero de refuerzo normal al plano de transferencia del corte, o por una combinación de estos medios. No se considerará válido como mecanismo de transmisión de las fuerzas la adherencia entre el acero y el concreto.

A menos que se demuestre por medio de ensayos bajo cargas cíclicas una mayor resistencia, las resistencias teóricas al aplastamiento y al corte por fricción, se reducirán en un veinticinco por ciento (25 %) en los sistemas estructurales mixtos definidos en los Capítulos 25 y 27. Hasta tanto no se actualice la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto*, las resistencias teóricas por aplastamiento y corte por fricción se calcularán según los Capítulos 10 y 11 del Código ACI 318 –95, usando los factores de minoración dados en su Apéndice C.

30.3.2 Componentes de acero estructural

Las solicitaciones sobre los componentes de acero de la conexión calculada según los requisitos del Capítulo 10 no excederán la resistencia minorada determinada de conformidad con la presente Norma. Se permitirá considerar como arriostrados contra el pandeo fuera de su plano a los componentes de acero que estén embutidos en concreto confinado. Las vigas embutidas dentro de columnas o muros de concreto deberán tener planchas de apoyo en la cara consistentes de rigidizadores de aplastamiento entre sus alas, localizados en la cara del miembro de concreto reforzado para suministrarle confinamiento y transferir las fuerzas al concreto por aplastamiento directo.

30.3.3 Zona del panel en las conexiones viga- columna

La resistencia teórica al corte del panel de una conexión viga - columna de acero embutida en concreto se calculará como la suma de las resistencias teóricas del acero estructural y el concreto reforzado confinado por corte según se establece en los Artículos 9.3 y 21.5 del Código ACI 318-95. Los factores de minoración de resistencia para el concreto reforzado son los del Apéndice C del ACI 318-95.

30.3.4 Detallado de las barras de refuerzo

Se suministrarán barras de refuerzo para resistir todas las fuerzas de tracción en todos los componentes de concreto reforzado de la conexión. Adicionalmente, se diseñará el refuerzo transversal necesario para confinar al concreto. Todos los refuerzos desarrollarán su resistencia a tracción o compresión más allá de la sección donde se requiera resistir las fuerzas. Las longitudes de desarrollo se calcularán según los Capítulo 12 y 18 de la norma de concreto, COVENIN - MINDUR 1753.

30.3.5 Refuerzo de las losas en la región confinada

Cuando la losa sea utilizada como un diafragma para la transmisión de las fuerzas horizontales, su acero de refuerzo se diseñará y anclará para que sea capaz de tomar las fuerzas de tracción en su plano en todas las secciones críticas de la losa, incluyendo las conexiones a las vigas recolectoras, columnas, arriostramientos o muros.

30.3.6 Refuerzo transversal en los nodos adyacentes a columnas o muros

En las conexiones entre el acero estructural o vigas mixtas acero –concreto y el concreto reforzado o columnas mixtas con perfiles de acero embutidas, las ligaduras cerradas en la zona de la junta cumplirán con los requisitos del Artículo 18.4 *Juntas viga-columna*, de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753, con las siguientes modificaciones:

- (a) Se supondrá que los miembros de acero que se vinculan en la conexión proporcionan confinamiento sobre un ancho igual a la plancha de apoyo frontal en la cara dispuesta como rigidizador entre las alas de la viga.

- (b) En los sistemas estructurales mixtos definidos en los Capítulos 25 y 27 se permitirá empalmar por solape las ligaduras perimetrales donde el concreto esté confinado por planchas de apoyo en las cara del miembro o por otros medios que prevengan el desprendimiento del concreto.

30.3.7 Refuerzo longitudinal en columnas adyacentes al nodo

Debido a la grandes fuerzas de transferencia asociadas con los cambios de momentos en la columna por encima del nodo, el tamaño y disposición de las barras longitudinales se detallará para minimizar el deslizamiento de las barras a través de la junta.

CAPÍTULO 31 CONECTORES DE CORTE

31.1 ALCANCE

Este Capítulo se aplicará al diseño de los conectores de corte que interconectan las secciones mixtas acero - concreto.

31.2 MATERIALES

Los conectores de corte cumplirán con los requisitos del Capítulo 5.

Los conectores de corte tipo espárragos con cabeza, deberán tener con una longitud después de instalados, no inferior a cuatro veces su diámetros del mismo. Los conectores tipo espárrago cumplirán con los requisitos del Artículo 5.10.

Los conectores tipo canal laminados en caliente cumplirán con los requisitos del Artículo 5.10.

Los conectores de corte deberán embutirse en las losas de concreto fabricadas con agregados que cumplan la Norma COVENIN 277 *Especificaciones para la Aceptación o Rechazo de Agregados para Concreto* o con agregados producidos en hornos rotatorios, de acuerdo con la norma CCA: Ag:101 *Especificaciones para Agregados Livianos para Concreto Estructural*, utilizando concretos de un peso unitario no menor de 1440 kgf/m³.

31.3 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL

Excepto donde se utilizan vigas embutidas, como se definen en el Capítulo 28, se supondrá que la fuerza cortante horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de concreto se transfiere mediante conectores de corte soldados al ala superior de la viga y embutidos en el concreto.

Para una acción conjunta completa con el concreto sometido a compresión debido a la flexión, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida entre el punto de momento máximo y el de momento nulo se tomará igual al menor valor entre los siguientes:

$$(a) \quad V_h = 0.85 F_c A_c \quad (31-1)$$

$$(b) \quad V_h = A_s F_y, \quad (31-2)$$

$$(c) \quad V_h = \Sigma V_{ac} \quad (31-3)$$

donde:

- A_c = Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo
 A_s = Área de la sección transversal de acero.
 F_y = Tensión de cedencia mínima especificada.
 F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm².
 ΣV_{ac} = Suma de las resistencias minoradas de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, kgf.

En el cálculo de la resistencia minorada se supondrá acción colaborante parcial cuando la resistencia ΣV_{ac} sea menor de 0.5 veces el menor valor entre $0.85 A_c F_c$ y $A_s F_y$. En el estado límite de servicio no se considerará acción colaborante total cuando ΣV_{ac} sea menor de 0.25 veces el menor valor entre $0.85 A_c$ y $A_s F_y$.

En los sistemas resistentes a sismo, independientemente de su Nivel de Diseño, la acción colaborante parcial no será menor del cincuenta por ciento (50 %).

En las vigas híbridas, la fuerza de cedencia se calculará para los componente de la sección transversal; $A_s F_y$ de la sección transversal total será la suma de las fuerzas de cedencia de sus componentes.

En las vigas mixtas continuas, en las que se considera que las barras longitudinales actúan conjuntamente con la viga de acero en las zonas de momentos negativos, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores de corte entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo se tomará igual al menor valor obtenido entre $A_{sr} F_{ytr}$ y ΣV_{ac} , donde:

- A_{sr} = Área de las armaduras longitudinales situadas dentro del ancho efectivo del ala de concreto, ancladas de acuerdo con la Norma COVENIN - MINDUR 1753.
 F_{ytr} = Tensión cedente mínima especificada para la armadura longitudinal.
 ΣV_{ac} = Suma de las capacidades resistentes nominales de los conectores de corte entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento cero.

31.4 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

La resistencia teórica de un conector de corte tipo espárrago embutido en la losa maciza de concreto será:

$$V_{ac} = 0.5 A_{sc} \sqrt{F_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (31-1)$$

- A_{sc} = Área transversal de un conector tipo espárrago.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
 F_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión, kgf/cm².
 F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada de un conector tipo espárrago.

Para espárrago embutidos en una losa vaciada sobre un sofito metálico, véase el Artículo 28.6 en relación con los coeficientes de reducción dados por las fórmulas (28.1) y (28-2) según se aplique. Los coeficientes de reducción solamente se aplicarán al término $0.5A_{sc}\sqrt{F_c E_c}$ de la fórmula (28-1).

31.5 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE

La resistencia teórica de un conector de corte tipo canal empotrado en una losa de concreto será:

$$V_{ac} = 0.3 (t_f + 0.5t_w) L_c \sqrt{F_c E_c} \quad (31-2)$$

donde

- L_c = Longitud del conector de corte tipo canal.
 t_f = Espesor del ala del conector de corte tipo canal.
 t_w = Espesor del alma del conector de corte tipo canal.

31.6 CANTIDAD DE CONECTORES DE CORTANTE

El número de conectores de corte requeridos a cada lado de la sección donde ocurre el momento máximo, positivo o negativo, y los puntos de inflexión adyacentes será igual a la fuerza de corte horizontal definida en el Artículo 31.3 dividida por la resistencia minorada de un conector de corte tal como se define en los Artículos 31.4 o 31.5.

31.7 COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE

A menos que se especifique de otra manera, los conectores de corte requeridos a cada lado del momento máximo, positivo o negativo, podrán distribuirse uniformemente entre esa sección y los puntos de momento cero. Sin embargo, el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada y el punto más cercano de momento cero deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido bajo la carga concentrada.

Excepto en el caso de los conectores instalados en los nervios de los soffitos metálicos, los conectores de corte tendrán un recubrimiento lateral de concreto de 25 mm como mínimo. Salvo que estén colocados directamente sobre el alma, el diámetro de los espárragos no será superior a 2.5 veces el espesor del ala a la cual están soldados. La separación mínima centro a centro de los espárragos será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga mixta y 4 diámetros transversalmente., excepto que la separación mínima centro a centro dentro de los nervios del soffito metálico orientados perpendicularmente a la viga será de 4 diámetros en cualquier dirección.

31.8 CONECTORES DE CORTE NO ESPECIFICADOS EN ESTA NORMA

La resistencia, la instalación y separación de los conectores de corte no tipificados en esta Norma se establecerá mediante un programa adecuado de ensayos de laboratorios.

PARTE 6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE

ALCANCE

Las prácticas normalizadas para la fabricación, montaje, inspección y construcción de las estructuras de acero no cubiertas en esta Norma se regirán por la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

Esta Norma participa de la filosofía que considera que una estructura se comportará tan bien como ha sido proyectada pero no mejor de cómo ha sido fabricada, construida o montada, por lo que los planes de aseguramiento de la calidad deben aplicarse en todas las fases de la obra.

CAPÍTULO 32 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

32.1 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

El plan de aseguramiento de la calidad elaborado por el ingeniero estructural definirá la calidad que ha de ser alcanzada de acuerdo con el Nivel de Diseño del proyecto, así como los medios para verificar que se ha obtenido y verificado. En consecuencia el plan contemplará los requisitos generales y particulares, las responsabilidades, criterios de aceptación y rechazo, las inspecciones y los ensayos especiales exigidos para el Nivel de Diseño del proyecto.

32.2 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE

El fabricante suministrará los procedimientos de control de calidad que juzgue necesarios para asegurar que todo el trabajo se efectúa de acuerdo a esta Norma. Adicionalmente a los procedimientos de aseguramiento de la calidad del fabricante, en todo momento los materiales y la mano de obra podrán estar sometidos a inspección por profesionales que representen al propietario.

Los contratistas o subcontratistas por las obras de concreto o mixtas acero - concreto cumplirá las disposiciones del Capítulo 18 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755.

32.3 COLABORACIÓN

En la medida de lo posible, toda inspección efectuada por los representantes del propietario se hará en la planta de fabricación. El fabricante colaborará con el inspector permitiéndole acceso para examinar todos los lugares donde se realiza el trabajo. El inspector programará su trabajo a fin de provocar las mínimas interrupciones al fabricante.

32.4 RECHAZOS

Los materiales y la mano de obra que no estén en razonable conformidad con los requisitos de esta Norma pueden ser rechazados en cualquier momento durante el proceso del trabajo.

El fabricante recibirá copia de todos los informes entregados al propietario por el inspector.

32.5 IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO

El fabricante deberá estar en capacidad de demostrar, tanto por medio de un procedimiento establecido por escrito como por una practica efectiva, un método para el marcaje y la identificación del material, visible al menos hasta las operaciones de montaje, no sólo para determinar la procedencia de los elementos resistentes principales que componen cada una de las piezas que se enviarán a la obra, sino también para poder colocarlos precisamente.

El método de identificación deberá permitir verificar que el material se está aplicando correctamente en lo que se refiere a:

- (a) Designación de la especificación del material.
- (b) Número de la colada, si éste se requiere.
- (c) Los informes de los ensayos de materiales cuando se solicitan requisitos especiales.

32.6 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS

La inspección de las soldaduras se hará de acuerdo con los requisitos de la Norma AWS D1.1 vigente, excepto con las modificaciones del Capítulo 23.

La inspección visual deberá estar definida en las Especificaciones del Procedimiento de Soldaduras y será realizada por inspectores calificados por la autoridad competente. La inspección visual es el método principal para confirmar que los materiales, procedimientos y ejecución son los especificados y aprobados para el proyecto. Los ensayos no destructivos que conformen las norma AWS D1.1, servirán de respaldo a la inspección, pero no sustituirán a la inspección visual.

Donde se requieran ensayos no destructivos, el procedimiento, su extensión, la técnica utilizada y las normas de aceptación y rechazo, se definirá claramente en los documentos contractuales.

Conforme al Nivel de Diseño, en el plan de aseguramiento de la calidad de las estructuras se incluirán como mínimo los siguientes ensayos e inspecciones para las soldaduras de ranura, adicionales a los requeridos en esta Norma:

Las soldaduras de ranura, sean de penetración parcial o completa, sometidas a fuerzas netas de tracción en los sistemas resistentes a sismos, se ensayarán con métodos no destructivos aprobados por la norma AWS D1.1 vigente.

Cuando las soldaduras de las planchas adosadas o de las planchas de continuidad ocurran en la región adyacente a la distancia d_f de las columnas de acero laminadas (Véase C-5-2-3), se inspeccionará esta zona después de la fabricación, usando métodos no destructivos aprobados conforme a la norma AWS D1.1.

Bajo la responsabilidad del ingeniero estructural y aprobado por la autoridad competente, se podrá reducir el número de ensayos no destructivos.

32.7 INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La inspección de conexiones se hará de acuerdo con las especificaciones del la Norma *RCSC Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*.

CAPÍTULO 33 FABRICACIÓN

33.1 ALCANCE

A menos que en esta Norma expresamente se especifique de otra manera, las disposiciones de este Capítulo se aplicarán a la fabricación en taller y en obra.

33.2 TOLERANCIAS DIMENSIONALES

Las tolerancias dimensionales serán las establecidas en la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

33.3 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTOS

Cuando el material recibido no cumple con las tolerancias de combadura o planidad especificadas, se permitirá al fabricante realizar los trabajos correctivos aquí indicados.

Para obtener o corregir contraflechas o curvaturas, y para enderezar el material, se pueden utilizar medios mecánicos o calor aplicado localmente. La temperaturas de las áreas calentadas, medidas por métodos aprobados, no excederá de 590°C para aceros ASTM A514 y A852, ni de 650°C para otros aceros.

33.4 CORTE MEDIANTE GAS

Los bordes cortados con gas cumplirán los requisitos de la Sección 5.15.4.3 de la Norma AWS D1.1. Los bordes libres cortados con gas que vayan a estar sometidos a tracciones estarán razonablemente libres de estrías, muescas o socavaciones; éstas irregularidades podrán permitirse siempre y cuando su profundidad no exceda de 5 mm. Las irregularidades mayores de 5 mm de profundidad se eliminarán con esmeril o ser reparadas con soldadura.

Las esquinas entrantes, con excepción de las esquinas resultantes del corte de las alas y el alma de las vigas, y los agujeros de acceso para soldaduras cortados con gas satisfarán los requisitos del Artículo AWS 5.16.

El desbastado o acabado requerido en otros contornos deberá ser especificado en los documentos contractuales, especialmente en las zonas de las piezas de estructuras con Nivel de Diseño ND2 o ND3. Los cortes en las alas y el alma en las vigas y los agujeros de acceso para soldaduras cumplirán con los requisitos del Artículo 21.9. Los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6 *General Requirements for Rolled Steel Plates, Shapes, Sheet Piling, and Bars for Structural Use* (Requisitos Generales para Planchas de Acero Laminados, Perfiles, Tablestacas y Barras para Uso Estructural))lo mismo que las secciones compuestas fabricadas con materiales de espesor superiores a 50 mm, se

precalentarán a una temperatura no inferior a 65°C con anterioridad al corte térmico de las alas y alma en las vigas y los agujeros de acceso para soldaduras.

33.5 DESBASTE DE BORDES

No se requerirá ningún desbastado o acabado de los bordes de las planchas o perfiles cortados con cizalla o gas, a menos que se exija específicamente en los planos o en una preparación de bordes para soldar.

Se evitará el uso de bordes cizallados en los lugares expuestos a rotación de las articulaciones plásticas, pero cuando su uso sea inevitable, se les dará un acabado liso mediante esmerilado, corte o desbaste.

33.6 CONSTRUCCIÓN SOLDADA

La técnica empleada para soldar, la calidad de la mano de obra, la apariencia y calidad de las soldaduras efectuadas así como los métodos empleados para corregir el trabajo, deberán estar de acuerdo con las Norma AWS D1.1 vigente, excepto como se modifica en el Capítulo 23.

33.7 CONSTRUCCIÓN EMPERNADA

Las superficies de las partes a ser conectadas estarán libres de escamas sueltas, herrumbre, grasa, pintura, polvo y cualquier otra sustancia extraña.

Todas las partes de los miembros empernados se sujetarán rígidamente entre si con pasadores o pernos durante el montaje. Las operaciones para alinear los agujeros efectuadas durante el montaje no deberán distorsionar el metal o agrandar los agujeros. Será causal de rechazo el que los agujeros no tengan una coincidencia satisfactoria.

Cuando el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno aumentado en 3 mm, los agujeros pueden ser punzonado, pero deben taladrarse o subpunzonarse y luego escariarse cuando el espesor sea mayor. El troquel para todos los agujeros subpunzonados y la barrena para todos los subtaladrados serán como mínimo 2 mm (1/16 plg) menores que el diámetro nominal de los pernos. Todos los agujeros que se ejecuten en planchas de acero A514 de espesor superior a 13 mm serán taladrados.

En las secciones expuestas a rotaciones plásticas, los agujeros para pernos en el área a tracción deberán ser subponzonados y escariados, o bien taladrados a su tamaño final.

Se pueden utilizar en las uniones planchas de relleno totalmente encajadas con un espesor inferior a 6 mm, sin necesidad de cambiar la carga de diseño de la conexión. La orientación de estas platinas es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia deberá ajustarse a los requisitos de la norma RCSC *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolt* (Especificaciones para el Uso de los Pernos ASTM A325 o A490 según el Método de los Estado Límites AISC LRFD, del Consejo de Investigaciones de Conexiones Estructurales).

33.8 JUNTAS A COMPRESIÓN

Las uniones en compresión que dependan del aplastamiento por contacto como parte de la resistencia del empalme, tendrán las superficies de aplastamiento preparadas para llevarlas a un plano común mediante fresado u otros medios adecuados.

CAPÍTULO 34 PINTURA EN TALLER

34.1 ALCANCE

La preparación de las superficies y la pintura en el taller se ajustarán a los requisitos de los documentos contractuales, conforme a las Normas venezolanas COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero* y 2000 *Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II.A Edificaciones*.

34.2 REQUISITOS GENERALES

A menos que en los documentos contractuales se especifique de otra manera, las partes de acero que quedarán ocultas por los acabados interiores de la edificación no requieren ser pintadas, tampoco los miembros de acero embutidos en concreto. Salvo cuando se exceptúe específicamente, a todas las demás partes de acero se les dará una capa de pintura en el taller, aplicada completa y uniformemente con brocha, pistola o rodillo, o por flujo o inmersión, según lo establecido en las especificaciones del proyecto, sobre superficies secas que hayan sido limpiadas previamente, de acuerdo con el siguiente párrafo.

Una vez inspeccionadas y aprobadas, antes de que salgan del taller, todas las partes de acero que se ha especificado pintar se limpiarán, manualmente con cepillo de alambre o con otros métodos seleccionados establecidos en las especificaciones del proyecto, para quitarle escamas de laminación sueltas, herrumbre suelta, escorias de soldadura o depósitos de fundente, polvo y otras sustancias extrañas. Los depósitos de aceite y grasa serán retirados con disolventes. Las partes de acero que se ha especificado no pintarlas en el taller, luego de fabricarlas se limpiarán de aceite o grasa con disolventes y se les quitará el polvo y otros materiales extraños mediante un barrido cuidadoso con cepillos de fibra.

La capa de pintura en el taller tiene por objeto proteger al acero sólo durante un corto periodo de exposición, aún cuando sea la base para la pintura subsecuente que otros le aplicarán en obra.

34.3 SUPERFICIES INACCESIBLES

Las superficies que luego de montadas sean inaccesibles, serán tratadas antes del montaje como se establece en el Artículo 34.2.

34.4 SUPERFICIES EN CONTACTO

En las conexiones de tipo aplastamiento se permite incondicionalmente pintar las superficies en contacto. En las conexiones de deslizamiento crítico, las superficies en contacto cumplirán con la norma RCSC *Specification for Structural Joing Using ASTM A325 or A490 Bolts* (Especificaciones para el uso de Pernos ASTM A325 o A490 en Juntas Estructurales, del Consejo de Investigaciones de Conexiones Estructurales).

34.5 SUPERFICIES ACABADAS

Las superficies acabadas a máquina se protegerán contra la corrosión mediante recubrimiento inhibidor de herrumbre que sea fácilmente removible antes de la construcción o que tenga características tales que hagan esta remoción innecesaria.

34.6 SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS EN OBRA

A menos que los documentos contractuales lo especifiquen de otra manera, las superficies que estén a una distancia no mayor de 50 mm de cualquier punto donde se efectúe una soldadura en obra, estarán libres de materiales que podrían impedir una soldadura apropiada o producir humos objetables mientras se suelda.

CAPÍTULO 35 MONTAJE

35.1 NIVELACIÓN DE LAS BASES DE COLUMNAS

Las bases de las columnas se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con el pedestal.

35.2 ARRIOSTRAMIENTOS

La estructuración de las edificaciones construidas con acero se ajustará con nivel y plomada, dentro de las tolerancias definidas en el Artículo 7.11 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Acero*, y siempre que sea necesario se colocarán arriostramientos temporales para resistir todas las cargas a que la estructura pueda estar sometida durante la construcción, incluyendo equipos y su operación. Estos arriostramientos se dejarán colocados mientras sean necesarios para la seguridad de la estructura, según el Artículo 7. de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755.

35.3 IDONEIDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES

A medida que avanza el montaje, los miembros y elementos que componen la estructura se asegurarán firmemente mediante pernos o soldaduras, a fin de resistir todas las sollicitaciones debidas al peso propio, viento o sismo, así como las producidas durante el proceso constructivo.

35.4 ALINEACIÓN

No se colocarán pernos o soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que vaya a quedar rigidizada por éstos haya sido alineada correctamente.

35.5 AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS

Se aceptará una falta de ajuste en la zona de contacto, siempre y cuando no exceda de 2 mm cualquiera que sea el tipo de conexión utilizada, empernada o con soldadura de ranura de penetración parcial. Si la abertura excede de 2 mm, pero es inferior a 6 mm y si la inspección llevada a cabo por personal experimentado demuestra que no hay suficiente superficie de contacto, la abertura se rellenará con planchas de ajustes o calzas de acero de espesor constante. Las calzas podrán ser de acero corriente, no importa la calidad del material principal.

35.6 SOLDADURA EN OBRA

Las soldaduras en obra se harán conforme a la Especificación del Procedimiento de Soldadura preparada por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de la Norma AWS D1.1 y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Se cepillará con cepillo de alambre cualquier pintura de taller que esté sobre las superficies adyacentes a las juntas que van a ser soldadas en obra, a fin de reducir al mínimo la película de pintura.

La soldadura en obra de anclajes a elementos embutidos en contacto con el concreto deberá ejecutarse en tal forma que evite dilataciones térmicas excesivas del empotramiento, para evitar resquebrajamiento o agrietamiento del concreto o inducir tensiones excesivas en los anclajes.

35.7 PINTURA EN OBRA

Las responsabilidades para el retoque y limpieza, así como para el trabajo de pintura en general, se asignará de acuerdo con las prácticas locales aceptadas, y estas responsabilidades se establecerán explícitamente en los anexos que forman parte integrante del contrato, de acuerdo con los Capítulos 7 y 9 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*.

PARTE 7 EDIFICACIONES EXISTENTES

CAPÍTULO 36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

36.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los criterios de evaluación de la resistencia y la rigidez bajo acciones estáticas verticales (gravitacionales) de las estructuras existentes mediante análisis estructural, pruebas de cargas, o una combinación de ambas según lo establezca el ingeniero estructural responsable o los documentos contractuales. En esta evaluación las calidades de los materiales no estarán limitados a los contemplados en el Capítulo 5. Este Capítulo no está orientado a las pruebas de cargas para efectos sísmicos o cargas móviles (vibración). La evaluación, adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de edificaciones existentes se regirá por la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y el Apéndice F de la presente Norma.

36.2 DISPOSICIONES GENERALES

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán en la evaluación de estructuras de acero existentes para:

- a) Verificar un específico conjunto de combinaciones de cargas, o
- b) Determinar la capacidad o resistencia minorada de un miembro estructural del sistema.

La evaluación se realizará mediante análisis estructural, según lo dispuesto en el Artículo 36.4, por pruebas de cargas según el Artículo 36.5, o por una combinación de ambos según se especifique en los documentos contractuales. Cuando se empleen pruebas de cargas, el ingeniero estructural responsable deberá analizar primero la estructura, preparar el programa de ensayos, así como desarrollar y escribir un procedimiento para prevenir deformaciones excesivas permanentes o el colapso catastrófico durante las pruebas de carga.

36.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

36.3.1 Número de ensayos

El ingeniero estructural responsable determinará los ensayos específicos requeridos en por las Secciones 36.3.2 a 36.3.6, especificando el lugar exacto donde se requieren o se tomarán las muestras. Se podrá utilizar la documentación del proyecto y su construcción para reducir o eliminar la necesidad de estos ensayos.

36.3.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los miembros se tomará en cuenta tanto si la evaluación se realiza mediante análisis estructural como por pruebas de cargas. Estas propiedades incluyen la resistencia mínima especificada a la cedencia, F_y , la resistencia a tracción mínima especificada, F_u , y el porcentaje de alargamiento. Para estos propósitos se podrá utilizar los certificados y ensayos suministrados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos conforme a las Normas ASTM A6/A6M o A568/A568M. De no ser así, las muestras extraídas de los componentes de la estructura se ensayarán conforme con la Norma venezolana COVENIN 299-89 *Materiales metálicos. Ensayos de tracción* o la correspondiente Norma ASTM E8/E8M *Test Methods of Tension Testing of Metallic Materials*.

36.3.3 Composición química

Para la preparación de las especificaciones del procedimiento de soldadura indispensable en la adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de estructuras existentes, se exigirá la composición química del acero. Para estos propósitos se podrá utilizar los certificados y ensayos suministrados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos conforme a las Normas ASTM. De no ser así, las muestras extraídas de los mismos sitios a intervenir se ensayarán conforme con la Norma ASTM A751 *Chemical Analysis of Steel Products* (Análisis Químico de Productos de Acero) o su correspondiente Norma venezolana COVENIN.

36.3.4 Requisitos de tenacidad para el metal base

En los empalmes y juntas soldadas de perfiles y planchas considerados críticos en el desempeño de la estructura según el Artículo 5.5, se determinará la tenacidad mediante ensayos de probetas Charpy con entalla en V de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.5. Cuando los valores de tenacidad así determinados no satisfagan los requisitos del Artículo 5.5, el ingeniero estructural responsable indicará las acciones correctivas necesarias.

36.3.5 Metal de soldadura

Donde el desempeño estructural dependa de las conexiones soldadas existentes, se tomarán muestras representativas del metal de soldadura para caracterizar sus propiedades mecánicas y químicas mediante ensayos. Se determinará la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Cuando no se satisfagan los requisitos de la Norma AWS D1.1, el ingeniero estructural responsable indicará las acciones correctivas necesarias.

36.3.6 Pernos y remaches

Se inspeccionarán muestras representativas de los pernos para su identificación y clasificación. Donde los pernos no puedan ser apropiadamente identificados visualmente, se extraerán muestras para ser ensayadas según la Norma ASTM F606(M) *Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, and Rivets* o su correspondiente Norma venezolana COVENIN, y clasificadas correspondientemente. Alternativamente, se permite suponer que los pernos son A307. Los remaches se supondrán de acero A502 Grado 1, a menos que por documentación o ensayos se establezca un grado superior.

36.4 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

36.4.1 Dimensiones

Todas las dimensiones utilizadas en la evaluación, tales como luces, alturas, separación entre miembros, localización de arriostramientos, dimensiones de la sección transversal, espesores, y detalles de conexión, se determinarán de un levantamiento en sitio. Alternativamente, se permitirá el uso de tales dimensiones de los documentos y planos de proyecto, previa verificación en sitio de los valores críticos.

36.4.2 Estado Límite de agotamiento resistente

Las solicitaciones en los miembros y conexiones se determinarán de un análisis estructural aplicable al tipo de estructura evaluada. Las solicitaciones se determinarán de las acciones y combinaciones de cargas según el Capítulo 10. Las resistencias minoradas de los miembros y conexiones se determinará según los Capítulos correspondientes de la presente Norma.

36.4.3 Estado Límite de Servicio

Cuando sea requerido, se calcularán y reportarán las deformaciones bajo solicitaciones de servicio.

36.5 EVALUACIÓN MEDIANTE PRUEBAS DE CARGAS

36.5.1 Determinación de la intensidad de la acciones variables

La intensidad de las cargas variables en un techo o piso de una estructura existente durante una prueba de carga se aplicará incrementalmente de acuerdo con la planificación del ingeniero estructural responsable. La estructura será inspeccionada visualmente en cada nivel de carga para detectar signos de peligro o falla inminente. Cuando se detecten éstas u otras condiciones inusuales se tomarán las medidas apropiadas.

La capacidad o resistencia minorada de la estructura ensayada se tomará como la máxima carga aplicada en el ensayo más la carga permanente existente en sitio. La intensidad de la carga variable de un piso de la estructura se determinará igualando las solicitaciones colocadas con la hipótesis de combinación $1.2 CP + 1.6 CV$; siendo CP la carga permanente teórica definida en el Artículo 10.3 y CV la intensidad teórica de la carga variable en la estructura. La intensidad de la carga variable en el piso de la estructura no excederá de la que puede ser utilizada según esta Norma. En los techos se sustituirá la acción de CV_t por la de la CV, ambas definidas en el Capítulo 10. Cuando otras Normas lo requieran, podrán utilizarse hipótesis de solicitaciones más severas.

Alcanzada la carga de servicio y después de alcanzado el inicio del comportamiento inelástico se tendrán periodos de descarga para documentar la magnitud y posición de las deformaciones. Durante las pruebas se mantendrán vigilados las localizaciones críticas con referencia a las posiciones iniciales antes de la carga. Se demostrará que mientras se mantenga la carga máxima durante una hora (1 h) no se incrementen las deformaciones por encima del diez por ciento (10 %) con respecto al comienzo del período de carga. Se permitirá repetir la secuencia de carga cuando sea necesario para demostrar el cumplimiento de este requisito.

Las deformaciones permanentes se obtendrán veinticuatro horas (24 h) después que se retiren las cargas de ensayo. La magnitud de las deformaciones permanentes dependerán de la estructura específica, por este motivo esta Norma no limita la deformación permanente bajo la carga máxima. Cuando no sea posible cargar la estructura completa, se seleccionará un segmento o zona representativo de las condiciones más críticas, no menor que el módulo correspondiente a la distancia entre pórticos o líneas resistentes.

36.5.2 Evaluación del estado límite de servicio

Donde sea requerido, la estructura se cargará incrementalmente bajo cargas de servicio. Se observarán las deformaciones durante un período de una hora (1h). Luego la estructura será descargada y registradas las deformaciones.

36.6 INFORME DE EVALUACIÓN

El ingeniero estructural responsable documentará por escrito la modalidad y los resultados de la evaluación de la estructura existente. Además, cuando se hayan realizados pruebas de cargas, se incluirán las cargas y sus combinaciones utilizadas, así como las relaciones carga - deformación y tiempo- deformación. También se incorporará toda información relevante obtenida de los documentos del proyecto, de los ensayos o certificados de calidad de las acerías o los fabricantes, y de los ensayos de materiales auxiliares. Finalmente, el informe indicará la capacidad o resistencia minorada de la estructura, incluyendo todos los miembros y conexiones, para resistir los efectos de las cargas.

APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

A1 ALCANCE

Los miembros cargados normalmente y los miembros flectados cuyos elementos sometidos a compresión tengan relaciones ancho / espesor superiores a los límites aplicables dados en el Capítulo 4, se dimensionarán de manera que satisfagan los requisitos de este Apéndice.

El Artículo A2.1 suministra una información más amplia de los valores límites de las relaciones ancho / espesor para las almas solicitadas por la combinación de compresión por flexión y compresión normal. El Artículo A2.2 se aplicará al diseño de miembros cuya sección tenga elementos esbeltos en compresión.

A2 Pandeo Local

A2.1 Miembros con alas desiguales

Para miembros con alas desiguales y almas solicitadas por la combinación de compresión por flexión y compresión normal, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma será:

$$\lambda_r = 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 + 2.83 \left(\frac{h}{h_c} \right) \left(1 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) \right] \quad (\text{A2-1})$$

Para miembros con alas desiguales y almas solicitadas solamente por flexión, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma será:

$$\lambda_r = 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 + 2.83 \left(\frac{h}{h_c} \right) \right] \quad (\text{A2-2})$$

donde λ_r , h , h_c , se han definido en el Capítulo 4.

En las Fórmulas (A2-1) y (A2-2)

$$0.75 \leq \frac{h}{h_c} \leq 1.50$$

Las fórmulas de esta Sección son aplicables a miembros flexionados con alas desiguales y cuyo diseño se pueda hacerse de conformidad con los Capítulos 16 y 17 Cuando el ala comprimida sea mayor que el ala traccionada, λ_r , se determinará usando las fórmulas (A2-1), (A2-2) o la Tabla 4.1.

A2.2 Elementos esbeltos comprimidos

Los miembros cargados normalmente que contengan elementos comprimidos cuyas relaciones ancho / espesor sean mayores que el valor λ_r aplicable dado en la Tabla 4.1, tal como se establece en el Capítulo 4, se diseñarán de acuerdo con este Apéndice. Los miembros flexionados con elementos esbeltos en compresión se diseñarán de acuerdo con el Apéndice B o el Capítulo 17. Los miembros flexionados con elementos esbeltos en compresión no cubiertos por el Apéndice B2 se diseñarán de acuerdo con el presente Apéndice.

A2.2.1 Elementos comprimidos no rigidizados

La resistencia minorada de los elementos comprimidos no rigidizados cuya relación ancho / espesor exceda el valor límite λ_r aplicable, de acuerdo con el Capítulo 4 se multiplicará por un factor de reducción por pandeo local ϕ_s que se evaluará con las fórmulas (A2-3) a (A2-9), según el caso. Cuando tales elementos constituyan el ala comprimida de un miembro sometido a flexión, la máxima tensión debida a la flexión no excederá de $\phi_b F_{yc} \phi_s$, donde $\phi_b = 0.90$. La tensión crítica de los miembros comprimidos normalmente se modificará de acuerdo con el factor de reducción ϕ_s adecuado, tal como se especifica en la Subsección A.2.2.4.

(a) Para ángulos sencillos

Cuando $0.446\sqrt{E/F_y} < b/t < 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.34 - 0.772 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (A2-3)$$

Cuando $b/t \geq 0.91\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.52 E}{F_y (b/t)^2} \quad (A2-4)$$

(b) Para alas, ángulos, y planchas que sobresalen de vigas laminadas o columnas u otros miembros comprimidos.

Cuando $0.55\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.415 - 0.751 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (A2-5)$$

Cuando $b/t \geq 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.67E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-6})$$

(c) Para alas, ángulos, y planchas que sobresalen de secciones armadas u otros miembros comprimidos.

Cuando $0.63\sqrt{E/(F_y/k_c)} < b/t < 1.16\sqrt{E/(F_y/k_c)}$

$$\phi_s = 1.415 - 0.65(b/t)\sqrt{(F_y/Ek_c)} \quad (\text{A2-7})$$

Cuando $b/t \geq 1.16\sqrt{E/(F_y/k_c)}$

$$\phi_s = \frac{0.874E}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A2-8})$$

El coeficiente k_c se calculará como se indica a continuación:

(a) Para secciones I

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (\text{4-1})$$

acotado entre $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

donde

h = Altura del alma

t_w = Espesor del alma

(b) Para otras secciones

$$k_c = 0.763$$

d) Para el alma de secciones tes

Cuando $0.735\sqrt{E/F_y} < b/t < 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = 1.908 - 1.24 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (A2-9)$$

Cuando $b/t \geq 1.02\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_s = \frac{0.69E}{F_y (b/t)^2} \quad (A2-6)$$

donde:

F_y = Tensión cedente mínima especificada, kgf/cm².

b = Ancho del elemento comprimido no rigidizado como se define en la Sección 4.2.2.

t = Espesor del elemento no rigidizado.

A2.2.2 Ancho efectivo de elementos comprimidos rigidizados

Cuando la relación ancho/espesor de un elemento rigidizado comprimido uniformemente (salvo planchas de cubierta perforadas) exceda el valor límite λ_r , estipulado en el Capítulo 4, se utilizará un ancho efectivo reducido b_e al calcular la propiedades de diseño de la sección que contenga al elemento.

Para elementos uniformemente comprimidos, como por ejemplo los elementos de una sección cajón, el alma de los perfiles I y de los perfiles dispuestos en pares para formar un perfil compuesto.

Cuando $b/t \leq 1.46\sqrt{E/f}$

$$b_e = b$$

Cuando $b/t > 1.38\sqrt{E/f}$

$$b_e = 1.88t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.33}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (A2-10)$$

donde:

- b = Ancho real del elemento comprimido rigidizado, definido en la Sección 4.2.1.
- b_e = Ancho efectivo reducido.
- f = Tensión de compresión calculada elásticamente en el elemento rigidizado, en base a las propiedades de diseño que se especifican en la Sección A2.2.3. Si la sección total incluye elementos no rigidizados, el valor de f para el elemento rigidizado debe ser tal que la tensión compresora máxima en el elemento no rigidizado no exceda de $\phi_c F_{cr}$ tal como se define en la Sección A2.2.3, con $\phi_{as} = \phi_s$ y $\phi_c = 0.85$ o de $\phi_b F_y c_s$ con $\phi_c = 0.90$, según sea aplicable.
- t = Espesor del elemento.

A2.2.3 Propiedades de las secciones

Las propiedades geométricas de las secciones se determinarán empleando la sección transversal total del miembro, excepto por los detalles siguientes:

En los miembros sometidos a flexión, al calcular el momento de inercia y el módulo de sección con respecto al eje de flexión considerado, la contribución de los elementos rigidizados comprimidos paralelos al eje de flexión y que tengan una relación ancho/espesor superior al límite aplicable, dado en el Capítulo 4, se tomará en cuenta utilizando su ancho efectivo b_e , determinado según la Sección A2.2.2, en lugar de su ancho total, y el eje de flexión se localizará correspondientemente.

Para los elementos no rigidizados de la sección transversal, se utilizará el factor de reducción por pandeo local ϕ_s , como se definió en la Subsección A2.2.1. Para los elementos rigidizados de la sección transversal el factor de reducción por pandeo local se obtendrá de la fórmula (A2-11):

$$\phi_a = \frac{\text{Área Efectiva}}{\text{Área Real}} \quad (\text{A2-11})$$

donde el área efectiva es igual al área real menos $\Sigma (b - b_e) t$.

A.2.2.4 Tensión crítica

Para los miembros comprimidos normalmente cargados, el área total de la sección transversal y el radio de giro r se calcularán considerando el área real de la sección transversal. La tensión crítica F_{cr} se calculará con las siguientes fórmulas:

(a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad (\text{15-2})$$

(b) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (15-3)$$

donde

$$\phi_{as} = \phi_s \phi_a \quad (A2-12)$$

Para secciones transversales constituidas totalmente por elementos no rigidizados:

$$\phi_{as} = \phi_s (\phi_a = 1.0)$$

Para secciones transversales constituidas totalmente por elementos rigidizados:

$$\phi_{as} = \phi_a (\phi_s = 1.0)$$

Para secciones transversales constituidas por elementos rigidizados y no rigidizados

$$\phi_{as} = \phi_s \phi_a$$

APÉNDICE B MIEMBROS DE SECCIÓN CONSTANTE SOMETIDOS A FLEXIÓN

B1 ALCANCE

Este Apéndice suministra un método general para el cálculo del momento teórico de las vigas y otros miembros de sección constante sometidos a flexión. Véase en el Artículo 17.3 el método general de diseño por corte.

B2 DISEÑO POR FLEXIÓN

La resistencia minorada de miembros sometidos a flexión será $\phi_b M_t$, donde M_t es la resistencia teórica y $\phi_b = 0.90$ es el factor de minoración de la resistencia teórica.

En las Tablas B-1 y B-2 se resumen las fórmulas para el cálculo de la resistencia teórica a flexión de las vigas. Los parámetros de esbeltez de las secciones transversales no incluidas en las Tablas se dan en el Apéndice A. Para el diseño por flexión de los miembros con alas desiguales, véase en el Apéndice A la determinación de los valores de λ_r requeridos para calcular el estado límite de pandeo local del alma.

La resistencia teórica por flexión, M_t , será el menor valor que se obtenga de estudiar los estados límite de:

- (a) Pandeo lateral por torsión (PLT).
- (b) Pandeo local del ala (PLF).
- (b) Pandeo local del alma (PLW).

Para cada estado límite el momento teórico por flexión M_t se determinará como sigue:

- (a) Cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_t = M_p \quad (B2-1)$$

- (b) Cuando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional

$$M_t = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right] \leq M_p \quad (B2-2)$$

Para los estados límite de pandeo local de alas y almas

$$M_t = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (B2-3)$$

(c) Cuando $\lambda > \lambda_r$

Para el estado límite de pandeo por torsión lateral y pandeo local del ala

$$M_t = M_{cr} = S F_{cr} < M_p \quad (B2-4)$$

Para los perfiles no incluidos en la Tabla B.1, cuando en el ala $\lambda > \lambda_r$, véase el Apéndice A.

Cuando en el alma $\lambda > \lambda_r$, véase el Capítulo 17.

En vigas con almas esbeltas, no es aplicable el estado límite de pandeo local del alma. Véase el Capítulo 17.

Las variables utilizadas en las fórmulas precedentes tiene el siguiente significado:

C_b	=	Coefficiente de flexión que depende del gradiente de momentos. Ver Fórmula (13.7).
F_{cr}	=	Tensión crítica de pandeo , kgf/cm ² .
L_b	=	Longitud no arriostrada lateralmente.
M_{cr}	=	Momento crítico de pandeo.
M_p	=	Momento plástico teórico, calculado como $F_y Z \leq 1.5 F_y S$
M_r	=	Momento teórico de pandeo elástico, igual a M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$
M_t	=	Momento teórico por flexión.
S	=	Módulo de sección elástico.
r_y	=	Radio de giro con respecto al eje menor.
λ	=	Parámetro de esbeltez que controla el diseño. Relación de esbeltez con respecto al eje menor, L_b / r_y , para el pandeo lateral torsional. Relación ancho / espesor del ala , b / t , para el pandeo local del ala, definido en el Capítulo 4. Relación altura / espesor del alma, h / t_w , para el pandeo local del alma, definido en el Capítulo 4.

- λ_p = El mayor valor de λ para el cual $M_t = M_p$.
- λ_r = El mayor valor λ para el cual el pandeo es inelástico.

Los estados límite aplicables y las fórmulas para calcular M_p , M_r , F_{cr} , λ , λ_p y λ_r están dados en la Tabla B.1 para los perfiles descritos en este Apéndice.

Los términos utilizados en la Tabla son:

- A = Área de la sección transversal.
- F_L = El menor valor entre $(F_{yf} - F_r)$ y F_{yw} .
- F_r = Tensión residual por compresión en el ala; $F_r = 700 \text{ kgf/cm}^2$ para perfiles laminados, y $F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$ para perfiles soldados.
- F_y = Tensión cedente mínima especificada.
- F_{yf} = Tensión cedente mínima del ala.
- F_{yw} = Tensión cedente mínima del alma.
- I_{yc} = Momento de inercia del ala en compresión alrededor del eje y o si la curvatura de flexión es doble, momento de inercia del ala menor.
- J = Constante de torsión uniforme.
- $(S_x)_{ef}$ = Módulo elástico de la sección efectiva con respecto al eje mayor.
- S_{xc} = Módulo elástico de la sección, calculado para la fibra exterior del ala comprimida.
- S_{xt} = Módulo elástico de la sección, calculado para la fibra exterior del ala traccionada.
- Z = Módulo plástico de la sección.
- b = Ancho del ala.
- d = Altura total.
- f = Tensión de compresión calculada en el elemento rigidizado.
- h = Dos veces la distancia del eje neutro a la cara interior del ala en compresión menos el filete de la unión alma-ala.
- t_f = Espesor del ala.

t_w = Espesor del alma.

α_{PG} = Véase la fórmula (17-6).

TABLA B.1

RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN

PERFIL	MOMENTO PLÁSTICO M _p	ESTADO LIMITE DE PANDEO	MOMENTO LIMITE POR PANDEO M _r	TENSIÓN CRÍTICA F _{cr}	PARAMETROS DE ESBELTEZ			Limitación
					λ	λ _p	λ _r	
Canales y vigas I de simetría doble o sencilla (incluye vigas híbridas) flexadas alrededor de su eje mayor (a)	F _y Z _x (b)	PLT Miembros doblemente simétricos y canales	F _L S _x	$\frac{C_b C_1 \sqrt{2}}{\lambda} \sqrt{1 + \frac{C_1^2 C_2}{2\lambda^2}}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	(c,d)	Aplicable a perfiles I cuando $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_r$ Cuando $\frac{h}{t_w} > \lambda_r$ véase Cap.17
		PLT Miembros de simetría sencilla	$F_L S_x \leq F_{yf} S_{xt}$	$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xc}}$ (e)	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1.74 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	Valor de λ para el cual, con C _b =1 M _{cr} = M _r	
		PLF	F _L S _x	(f)	$\frac{b}{t}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	(g)	
		PLW	α _{FG} F _{yf} S _x	No aplica	$\frac{h}{t_w}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	Definida en Cap. 4	
Canales y vigas I de simetría doble o sencilla flexados alrededor de su eje menor	F _y Z _y	PLF	F _y S _y	Igual que para flexión alrededor del eje mayor				

TABLA B.2
RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN

PERFIL	MOMENTO PLÁSTICO M_p	ESTADO LIMITE DE PANDEO	MOMENTO LIMITE POR PANDEO M_r	TENSIÓN CRÍTICA F_{cr}	PARAMETROS DE ESBELTEZ			Limitación
					λ	λ_p	λ_r	
Sección cajón simétrica solicitada en un plano de simetría	$F_y Z$	PLT	$F_y S_{ef}$	$\frac{2EC_b \sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	(i)	(j)	(k)
		PLF	$F_y S_{ef}$	$\frac{S_{ef}}{S_x} F_y$ (h)	$\frac{b}{t}$	$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		PLW	Igual a un perfil I					

Notas de las Tablas B.1 y B.2

Los valores de λ corresponden a secciones compactas, suponiendo una capacidad de rotación inelástica de 3 (Nivel de Diseño ND1). Para capacidades mayores, como las requeridas por los Niveles de Diseño ND2 o ND3, véase en el Capítulo 4 los correspondientes valores límites de λ_p y λ_r

- (a) Se excluyen los ángulos dobles y las T
- (b) Para secciones híbridas se calculará de la distribución plástica de tensiones
- (c) C_1 y C_2 , están definidos por las fórmulas (16-2) y (16-3), respectivamente.

(d)

$$\lambda_r = \frac{C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}}$$

(e) El momento crítico se calculará como

$$M_{cr} = \frac{1.91 E C_b}{L_b} \sqrt{I_y J} \left(B_1 + \sqrt{1 + B_2 + B_1^2} \right) \leq M_p$$

donde:

$$B_1 = 2.25 \left[2(I_{yc}/I_y) - 1 \right] (h/L_b) \sqrt{I_y/J}$$

$$B_2 = 25 \left[1 - (I_{yc}/I_y) \right] (I_{yc}/J) (h/L_b)^2$$

$C_b = 1.0$, cuando $I_{yc}/I_y < 0$ o $I_{yc}/I_y > 0.9$

(f) Para perfiles laminados $F_{cr} = 0.67 E / \lambda^2$

Para perfiles soldados $F_{cr} = 0.88 E k_c / \lambda^2$

Con $k_c = 4 / \sqrt{h/t_w}$ acotado entre $0.35 \leq k_c \leq 0.763$

(g) Para perfiles laminados:

$$\lambda_r = 0.82 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$$

Para perfiles soldados:

$$\lambda_r = 0.94 \sqrt{\frac{E}{(F_L/k_c)}}$$

(h) S_{ef} es el módulo elástico de la sección para un perfil con el ancho del ala efectivo comprimida, b_e , definido en el Capítulo 4.

$$(i) \quad \lambda_p = \frac{0.13E\sqrt{JA}}{M_p}$$

$$(j) \quad \lambda_r = \frac{1.91E\sqrt{JA}}{M_r}$$

$$(k) \quad \text{Aplicable cuando } \frac{h}{t_w} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$$

APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE

C1 ALCANCE

Este Apéndice suministra criterios particulares para el diseño de perfiles L laminados en caliente, de alas iguales o desiguales, solicitados por flexión o por solicitaciones combinadas normales y de flexión. En todos los demás aspectos del diseño no cubiertos explícitamente por este Apéndice, regirán las disposiciones del Articulado.

C2 FLEXIÓN

La resistencia teórica calculada según el Artículo C2.1, se usará para calcular la resistencia minorada a flexión, referida a los ejes geométricos como se considera en el Artículo C2.2 o referida a los ejes principales de inercia, como se considera en el Artículo C2.3.

El estado límite de servicio también necesita ser analizado, particularmente, para miembros largos no restringidos a flexión, en los cuales usualmente las flechas más que el pando local o el pando lateral controlan el diseño.

C2.1 Estado Límite de agotamiento resistente

La resistencia minorada a flexión, $\phi_b M_t$, será el menor valor de que se obtenga de analizar los modos de falla por pando local, cedencia, y pando lateral torsional, usando como factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_b = 0.90$.

- (a) Resistencia teórica por pando local cuando la extremidad del ala referida al eje de flexión está comprimida

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = 1.25 F_y S_c \quad (C2-1)$$

$$\text{Cuando } 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = F_y S_c \left[1.25 - 1.49 \left(\frac{b/t}{0.382 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} - 1 \right) \right] \quad (C2-2)$$

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \geq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_t = \phi_{as} F_y S_c \quad (\text{C2-3})$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

S_c = Módulo de sección elástico referido al extremo comprimido con relación al eje de Flexión.

b = Ancho total del ala que presenta el extremo comprimido.

ϕ_{as} = Factor de minoración por pandeo local, según Apéndice A.

- (b) Resistencia teórica por cedencia cuando el extremo del ala referido al eje de flexión está traccionado

$$M_t = 1.25 M_y \quad (\text{C2-4})$$

donde

M_y = momento cedente referido al eje de flexión

- (c) Resistencia teórica por pandeo lateral torsional

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_t = \left[0.92 - 0.17 M_{ob} / M_y \right] M_{ob} \quad (\text{C2-5})$$

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_t = \left[1.58 - 0.83 \sqrt{M_y / M_{ob}} \right] M_y \leq 1.25 M_y \quad (\text{C2-6})$$

donde

M_{ob} = Momento elástico de pandeo lateral torsional, según los Artículos C2.2 o C2.3, la que sea aplicable.

C2.2 Flexión alrededor de los ejes geométricos

Los ángulos se diseñarán considerando como ejes de flexión sus ejes geométricos en los siguientes casos:

C2.2.1 Cuando están arriostrados lateralmente contra el pandeo lateral torsional en toda su longitud, se diseñarán con la resistencia teórica M_t con las limitaciones de los Artículos C2.1(a) y C2.1(b).

C2.2.2 Ángulos de alas iguales arriostrados lateralmente solamente en el punto donde ocurre el momento máximo. La resistencia a flexión estará limitado al momento minorado $\phi_b M_t$, evaluado según el Artículo C2.1 M_y se calculará utilizando el módulo de sección respecto a los ejes geométricos y M_{ob} se sustituirá por 1.25 veces M_{ob} calculado con la fórmula (C2-7).

C2.2.3 Ángulos de alas iguales no arriostrados lateralmente y sometidos a flexión alrededor de uno de sus ejes geométricos, cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1. El momento cedente se basará en el uso del 0.80 del módulo de sección respecto a los ejes geométricos.
2. En el extremo del ala comprimida, la resistencia teórica M_t se determinará con las disposiciones de los Artículos C2.2 y C2.3, donde:

$$M_{ob} = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0.78(Lt/b^2)^2} - 1 \right] \quad (C2-7)$$

L = longitud no arriostrada lateralmente.

C_b = factor de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_b + 3M_c} \leq 1.5 \quad (16.7)$$

donde

M_{max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos.

M_a, M_b, M_c = Valores absolutos de los momento a la distancia de 0.25, 0.50 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

C2.2.4 Para el extremo del ala traccionada, la resistencia teórica a flexión se determinará de acuerdo con el Artículo C2.3.

C2.3 Flexión alrededor de los ejes principales

Los ángulos de alas desiguales no arriostrados lateralmente y los ángulos de las iguales que no cumplan con los requisitos de la Sección C2.2 se diseñarán considerando sus ejes principales. A los efectos de verificar las fórmulas de interacción N-M para solicitaciones combinadas, la flexión alrededor de ambos ejes principales se evaluará de acuerdo con los del Artículo C.4.

C2.3.1 Ángulos de alas iguales

(a) Flexión respecto al eje mayor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal mayor se determinará de conformidad con las disposiciones de Secciones C2.1(a) y C2.1(c), con

$$M_{ob} = C_b \frac{0.46Eb^2 t^2}{L} \quad (C2-8)$$

(b) Flexión respecto al eje menor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal menor se determinará según la Sección C2.1(a) para el extremo del ala comprimida, y con la Sección C2.1(b) para el extremo del ala traccionada.

C-2.3.2 Ángulos de las desiguales

(a) Flexión respecto al eje mayor

La resistencia teórica a flexión M_t alrededor del eje principal mayor se determinará por las disposiciones de la Sección C2.1(a) para el ala comprimida, usando para la Sección C2.1(c) la siguiente definición de M_{ob} .

$$M_{ob} = 4.9E \frac{I_z}{L^2} C_b \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052(Lt/r_z)^2} + \beta_w \right] \quad (C2-9)$$

donde

I_w = Momento de inercia respecto al eje principal mayor.

I_z = Menor momento de inercia alrededor del eje principal.

r_z = Correspondiente radio de giro.

z_o = Coordenada del centro de corte medido a lo largo del eje Z respecto al baricentro a lo largo del eje.

β_w = Propiedad especial para perfiles L asimétricos,

$$\beta_w = \left[\frac{1}{I_w} \int z (w^2 + z^2) dA \right] - 2 z_o \quad (C2-10)$$

(b) Flexión respecto al eje menor

La resistencia teórica M_t alrededor del eje principal menor se determinará por la Sección C2.1(a) cuando el extremo del ala esté comprimida y por la Sección C2.1(b) cuando esté traccionada.

C3 CORTE

Para el estado límite de agotamiento por cedencia en corte, las tensiones cortantes f_{uv} debidas a la flexión y la torsión no excederán $\phi_v 0.6 F_y$, calculadas con el factor de minoración de la resistencia teórica $\phi_v = 0.90$.

C4 SOLICITACIONES COMBINADAS

Las fórmulas de interacción N - M se evaluarán con respecto a los ejes principales de flexión considerando los efectos de los términos de flexión y fuerza normal, o considerando el sentido de las tensiones flectoras asociadas en los puntos críticos de la sección transversal, y las cuales se suman algebraicamente al término de fuerza normal.

C4.1 Combinación de flexión y fuerzas normales de compresión

C.4.1.1 Se utilizarán las siguientes fórmulas de interacción N - M:

(a) Cuando $N_u / \phi N_t \geq 0.5$

$$\frac{N_u}{\phi N_t} + \frac{2}{3} \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{tw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{tz}} \right) \leq 1.0 \quad (C2-11a)$$

(b) Cuando $N_u / \phi N_t \leq 0.5$

$$\frac{N_u}{2\phi N_t} + \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{tw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{tz}} \right) \leq 1.0 \quad (C2-11b)$$

En estas fórmulas, los segundos subíndices indican los ejes de flexión alrededor de los cuales se calculan las solicitaciones y las variables que a continuación se definen. El eje mayor de flexión se identifica con el subíndice w y el eje menor con z.

- M_u = Momento flector mayorado.
 M_t = Resistencia teórica a flexión determinada de acuerdo con el Artículo C2, utilizando el módulo de sección para la sección transversal específica y considerando el tipo de tensión.
 N_u = Compresión normal mayorada.
 N_t = Resistencia teórica a compresión calculada según el Artículo 15.5.
 ϕ = ϕ_c = Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión ; $\phi_c = 0.90$.
 ϕ_b = Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, $\phi_b = 0.90$.

Cuando los momentos M_t de las fórmulas (C2-11) representan la resistencia teórica a flexión del lado de comprimido del angular, deberán ser amplificados por el coeficiente B_1 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{e1})} \geq 1 \quad (9-2)$$

con

$$N_{e1} = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (9-3)$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (15-4)$$

C_m = Coeficiente de flexión definido por la fórmula (9-4), en el Capítulo 9.

C4.1.2 Para los miembros restringidos de flexionarse alrededor de un eje geométrico cuya resistencia teórica a flexión haya sido determinada de acuerdo con la Sección C2.2.1, el radio de giro para calcular N_{e1} será el valor correspondiente al eje geométrico. Los términos de flexión para los ejes principales en las Fórmulas (C2-11) se reemplazarán por los términos de correspondientes a la geometría.

C4.1.3 Alternativamente para los ángulos de alas iguales no restringidos lateralmente a lo largo de su longitud y con momento aplicado alrededor de uno de los ejes de geometría, los momentos mayorados y las resistencias minoradas a flexión se podrán calcular de conformidad con la Sección C2.2.3.

En ausencia de un análisis más detallado, cuando los momentos teóricos M_t serán calculados con las fórmulas de la Sección C2.2.3, el radio de giro a usar en la fórmula de N_{e1} podrá tomarse como el radio de giro geométrico dividido por 1.35.

Los términos de flexión para los ejes principales en las fórmulas (C2-11) se reemplazarán por los términos correspondientes a los ejes geométricos.

C4.2 Combinación de flexión y fuerzas normales de tracción

Se emplearán las fórmulas de interacción N - M (C2-11), refiriéndose los valores de N_t y N_u a fuerzas de tracción.

Para los miembros flexionados alrededor de un eje geométrico, la evaluación de la resistencia teórica se hará de acuerdo con la Secciones C4.1.2 y C4.1.3 También se pueden incluir los efectos de segundo orden debidos a la interacción de la fuerza de tracción normal con flexión. Las fórmulas pueden ser reemplazadas por un análisis más detallado.

APÉNDICE D DISEÑO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)

D1 ALCANCE

Este Apéndice se aplicará a los miembros y conexiones sometidas a cargas cíclicas dentro del rango elástico de tensiones de frecuencia y magnitud suficiente para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva (fatiga).

D2 CRITERIOS

Las disposiciones de este Apéndice se aplicarán a las tensiones calculadas con solicitaciones de servicio, es decir, sin mayorar. Las tensiones máximas causadas por las solicitaciones de servicio no excederán de $0.66 F_y$.

Se define el recorrido de tensiones como la diferencia algebraica entre los valores máximos y mínimos de las tensiones en el punto probable de iniciación de grieta de un miembro sometido a solicitaciones variables repetitivas sin mayorar.

Se define la vida de proyecto como el período de tiempo de referencia para el que se requiere que la estructura se comporte con seguridad y con una probabilidad aceptable de que no se produzca rotura por fatiga.

No se requerirá evaluar la resistencia a fatiga cuando el rango de tensiones debido a cargas variables es menor que el umbral de recorrido, F_{TH} , dado en las Tablas D-1.

No se requerirá evaluar la resistencia a fatiga cuando el número de ciclos de aplicación de la acción variables es menor de 20000 ciclos.

En las juntas soldadas a tope de penetración, el máximo recorrido de diseño calculado por la fórmula (D1-1) se aplicará solamente a las soldaduras sanas que satisfacen los requisitos de las Secciones 6.12.2 y 6.12.3 de la Norma AWS D1.1

La resistencia a cargas cíclicas determinadas según el presente Apéndice es aplicable a estructuras con protección anticorrosiva adecuada o sometidas solamente a atmósferas ligeramente corrosivas, tales como las condiciones atmosféricas normales.

La resistencia a cargas cíclicas determinadas según este Apéndice se aplicará solamente a estructuras sometidas a temperaturas que no excedan 150°C .

El ingeniero estructural suministrará detalles completos, incluyendo los tamaños de soldaduras, o especificará el ciclo de vida planificada y el recorrido máximo de momentos, cortos y reacciones de las conexiones.

D3 SOLICITACIONES

Las tensiones se calcularán sobre la de un análisis elástico. Las tensiones no serán amplificadas por un factor de concentración de tensiones por discontinuidades geométricas.

En los pernos y barras roscadas sometidas a tracciones normales, las tensiones calculadas incluirán los efectos de la acción de apalancamiento, cuando existan.

En los miembros de sección transversal simétrica, los medios de unión (pernos y soldaduras) se dispondrán simétricamente con respecto a los ejes del miembro, o las tensiones totales a utilizar en el cálculo del recorrido de tensiones incluirán aquellas debidas a la excentricidad.

Se ignorarán los efectos de excentricidad en los miembros constituidos por perfiles angulares cuando el baricentro de las soldaduras de conexión se localiza entre los baricentros de la sección transversal del angular y el del ala conectada. Cuando el baricentro de las soldaduras de conexión se localiza fuera de esta zona, las tensiones totales a usar en el cálculo del recorrido de tensiones tomará en cuenta la excentricidad de la junta.

D4 RECORRIDO DE TENSIONES

El recorrido de tensiones de diseño, es decir, el recorrido de tensiones producidas por las solicitaciones de servicio no excederá el recorrido de tensiones calculado con las fórmulas (D-1), (D-2) o (D-3) o (D-4), la que sea aplicable, pero no será menor que el umbral de fatiga F_{TH} dado en las Tablas D-1.

Para todas las Categorías de tensiones, excepto la Categoría F, el recorrido de tensiones de diseño o de cálculo será el dado por la siguiente fórmula:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (D-1)$$

Para la Categoría de tensiones F, el recorrido de tensiones admisibles para corte en la garganta de las soldaduras de filete continuas o intermitentes y en el área de corte de las soldaduras de tapón y ranura se determinará conforme a la fórmula (D-2)

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (D-2)$$

donde

F_{SR} = Recorrido de tensiones de cálculo o de diseño.

C_f = Constante correspondiente a la Categoría de tensiones, dado en las Tablas D-1.

n = número de fluctuaciones del recorrido de tensiones para la vida de diseño considerada, e igual al producto del las fluctuaciones diarias del recorrido de tensiones por trescientos sesenta y cinco días y por el número de años correspondientes a la vida de proyecto.

F_{TH} = Umbral de fatiga del recorrido de tensiones, correspondiente al máximo recorrido de tensiones durante la vida de proyecto.

En los elementos de placa traccionados y sus extremos de perfiles cruciformes, te o detalles de esquinas con soldaduras de penetración parcial o completa, soldaduras de filete, o combinaciones de las precedentes, transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones, el máximo recorrido de tensiones en la sección transversal de los elementos de placa y en el borde de la soldadura se calculará con las fórmulas (D-1), (D-3) o (D-4) como se indica a continuación:

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados, el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en dicho borde, se calculará con la fórmula (D-1) usando Categoría C.

En las juntas de los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados con soldaduras de penetración parcial transversalmente dispuestas, con o sin refuerzo o soldaduras de filete en el contorno, el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en la raíz de la soldadura, se calculará con la fórmula (D-3) usando Categoría C'.

$$F_{SR} = \left(\frac{1.55 \cdot 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \left[\frac{(0.71 - 0.625(2a/t_p) + 0.79(w/t_p))}{0.64 t_p^{0.167}} \right] \leq \left(\frac{1.55 \cdot 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \quad (D-3)$$

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados cuyo espesor sea igual o menor que 13 mm (½ plg.) con un par de soldaduras de filete transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones y en lados opuestos del elemento de placa (véase el Comentario C-23.9.2.6), el recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura, se calculará la fórmula (D-1) usando Categoría C.

En los extremos de las conexiones de elementos de placa traccionados cuyo espesor sea mayor que 13 mm (½ plg.) con un par de soldaduras de filete transversalmente dispuestas a la dirección de las tensiones y en lados opuestos del elemento de placa (véase el Comentario C-23.9.2.6), el máximo recorrido de tensiones evaluado en la sección transversal correspondiente al borde de soldadura controlada por consideraciones de inicio de grieta en las raíces de las soldaduras, se calculará con la fórmula (D-4).

$$F_{SR} = \left(\frac{1.55 \cdot 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \left[\frac{(0.06 + 0.79 (w / t_p))}{0.64 t_p^{0.167}} \right] \leq \left(\frac{1.55 \cdot 10^{15}}{n} \right)^{0.333} \quad (D-4)$$

En las fórmulas (D-3) y (D-4):

- 2a = En las caras no soldadas, la longitud de las raíces de la soldadura en el más grueso elemento de placa traccionado.
- w = Longitud de la soldadura de filete reforzada o de contorno en el más grueso elemento de placa traccionado.
- t_p = El mayor espesor de placa.

D5 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

- a) En los medios de unión mecánicos solicitados por corte, el máximo recorrido de tensiones en el material conectado bajo cargas de servicio no excederá el recorrido de tensiones de diseño calculado con la fórmula (D-1) con C_f y F_{TH} tomados de la Sección 2 de las Tablas D-1.
- b) En los pernos de alta resistencia no apretados totalmente, pernos corrientes, y los pernos de anclaje roscados con reducciones, torneados o laminados, el máximo recorrido de tensiones en el área neta de tracción, definida por la fórmula (D-5), considerando la carga normal aplicada conjuntamente con el momento debido al efecto de apalancamiento no excederá el recorrido de tensiones de diseño calculado con la fórmula (D-1) considerando para el factor C_f la Categoría E' y para el umbral de tensiones F_{TH} la Categoría D.

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (D-5)$$

donde

- d = Diámetro nominal del cuerpo o vástago sin roscar, mm o plg.
- n = Número de roscas por unidad de longitud, mm o plg.

En las juntas fabricadas e instaladas que no satisfagan los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico de la Sección J3.8, con excepción de los requisitos de la superficie deslizante, se supondrá que la carga normal, el momento aplicado más los efectos de apalancamiento son soportados exclusivamente por los pernos o las barras.

En las juntas fabricadas e instaladas que satisfagan todos los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico de la Sección J3.8, con excepción de los requisitos de la superficie deslizante, se permitirá usar un análisis de rigideces relativas de las partes conectadas y los pernos para determinar el recorrido de tensiones en tracción en los pernos pretraccionados por el total de la carga variable de servicio, el momento y los efectos de apalancamiento. Alternativamente, se podrá suponer que el recorrido de tensiones en los pernos es igual a las tensiones en el área neta de tracción debida al veinte por ciento (20 %) del valor absoluto de la carga normal de servicio y el momento debido a las cargas permanentes, variables y otras acciones.

D6 REQUISITOS ESPECIALES EN LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE

Se permitirá dejar las barras longitudinales de respaldo siempre que sean continuas. Las barras discontinuas se unirán mediante juntas a tope con penetración completa y pulido su reforzamiento previamente a su incorporación en la junta.

En las juntas transversales de penetración completa de las juntas en te o de esquina, se añadirá un filete de soldadura de reforzamiento no menor de 6 mm. En las esquinas re-entrantes de las juntas en te o de esquina de penetración completa se añadirá un filete de soldadura ejecutado en un solo pase de tamaño no menor de 6 mm.

Los bordes cortados a soplete sometidos a recorridos de tensiones cíclicos significativos tendrán una rugosidad de superficie no mayor que 25 micras (25 μm), como se define en la norma ASME B46.1 *Surfaces Texture (Surface Roughness, Waviness, and Lay)*.

Las esquinas re-entrantes en los cortes, los arcos y agujeros de acceso de la soldadura tendrán un radio no menor de 10 mm obtenido por pretaladrado, subpunzonado, o escariado de un agujero, o por corte térmico, en éste último caso las superficies cortadas se pulirán a metal brillante con una rugosidad superficial no mayor que 25 micras (25 μm), según la norma ASME B46.1.

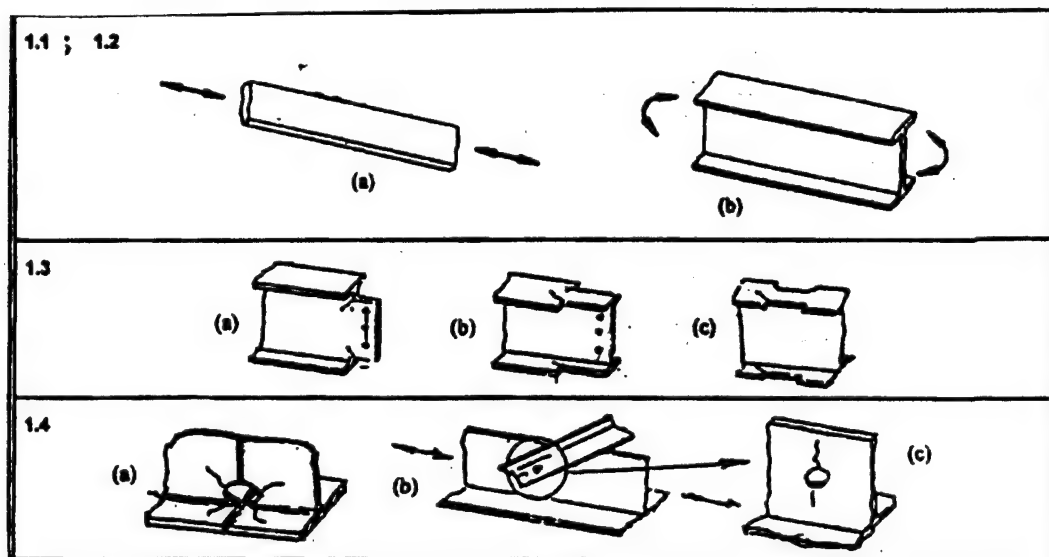
En las juntas transversales a tope de las regiones con grandes tensiones, las barras de extensión se removerán y los extremos de la soldadura deberán acabarse para emparejarse a los bordes del miembro. No está permitido el uso de las planchas para el represamiento de la soldadura (“end-dams”).

Los requisitos de los remates de las soldaduras de filete sometidos a cargas cíclicas de servicio son los correspondientes a la Sección 23.9.2.6.

TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 1. DETALLES NO SOLDADOS

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA DE Tensión	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
1.1 Metal base, excepto aceros resistentes a la corrosión sin capa de protección, con superficies laminadas o limpias. Bordes cortados a soplete con rugosidad de 25µm o menos, pero sin esquinas re-entrantes.	A	8.80×10^{15}	1690	Fuera de todas las soldaduras o conexiones estructurales.
1.2 Metal base de aceros resistentes a la corrosión sin capa de protección o superficies limpias. Bordes cortados a soplete con rugosidad de 25µm o menos, pero sin esquinas re-entrantes.	B	4.22×10^{15}	1690	Fuera de todas las soldaduras o conexiones estructurales.
1.3 Miembros con agujeros taladrados o escariados. Miembros con esquinas re-entrantes en los destajes, cortes, u otras discontinuidades geométricas, excepto los agujeros de acceso a soldadura, con rugosidad de 25µm o menos.	B	4.22×10^{15}	1125	En cualquier borde externo o en el perímetro del agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura requetados por el Art. 21.9. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen pernos para fijar arriostramientos livianos donde existe una pequeña componente longitudinal de la fuerza de arriostramiento.	C	1.55×10^{15}	700	En todas las esquinas entrantes de los agujeros de acceso a la soldadura (que en las conexiones menores pueden tener pernos).

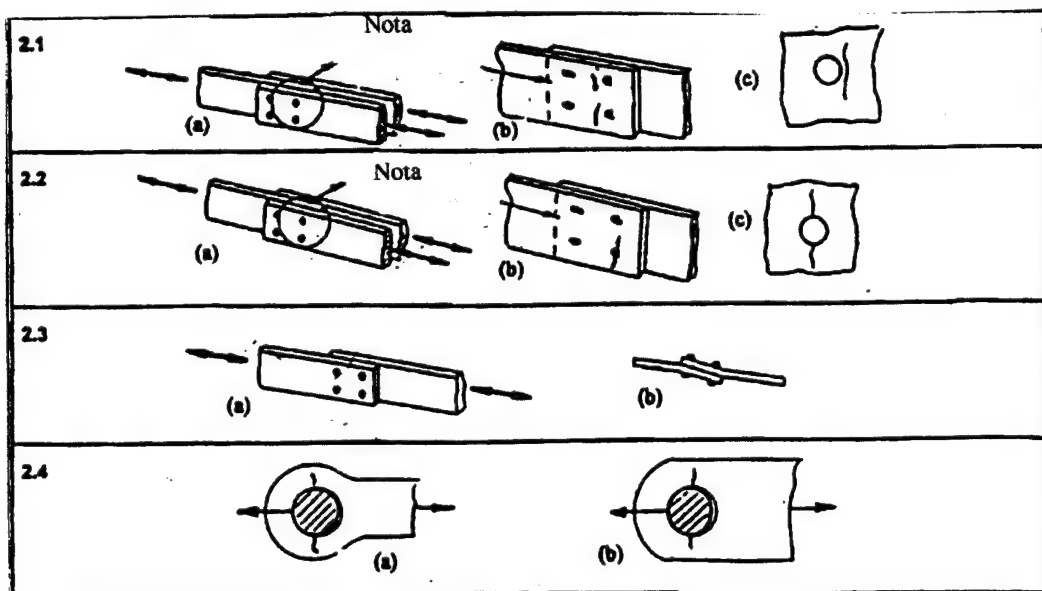


TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 2. JUNTAS EMPERNADAS O CON PASADORES

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
2.1 Área total del metal base en las juntas solapadas conectadas con pernos de alta resistencia en juntas que satisfacen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	4.22×10^{15}	1125	A través de la sección próxima al agujero.
2.2 Sección neta del metal base de las uniones con pernos de alta resistencia, diseñadas sobre la base de la resistencia al aplastamiento, pero fabricadas e instaladas según todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	4.22×10^{15}	1125	En la sección neta que se origina al lado del agujero.
2.3 Sección neta del metal base de cualquier otra junta mecánicamente unida, excepto las bielas y planchas conectadas con pasadores.	D	7.74×10^{14}	492	En la sección neta que se origina al lado del agujero.
2.4 Sección neta del metal base de bielas y planchas conectadas con pasadores.	E	3.87×10^{14}	316	En la sección neta que se origina al lado del agujero.



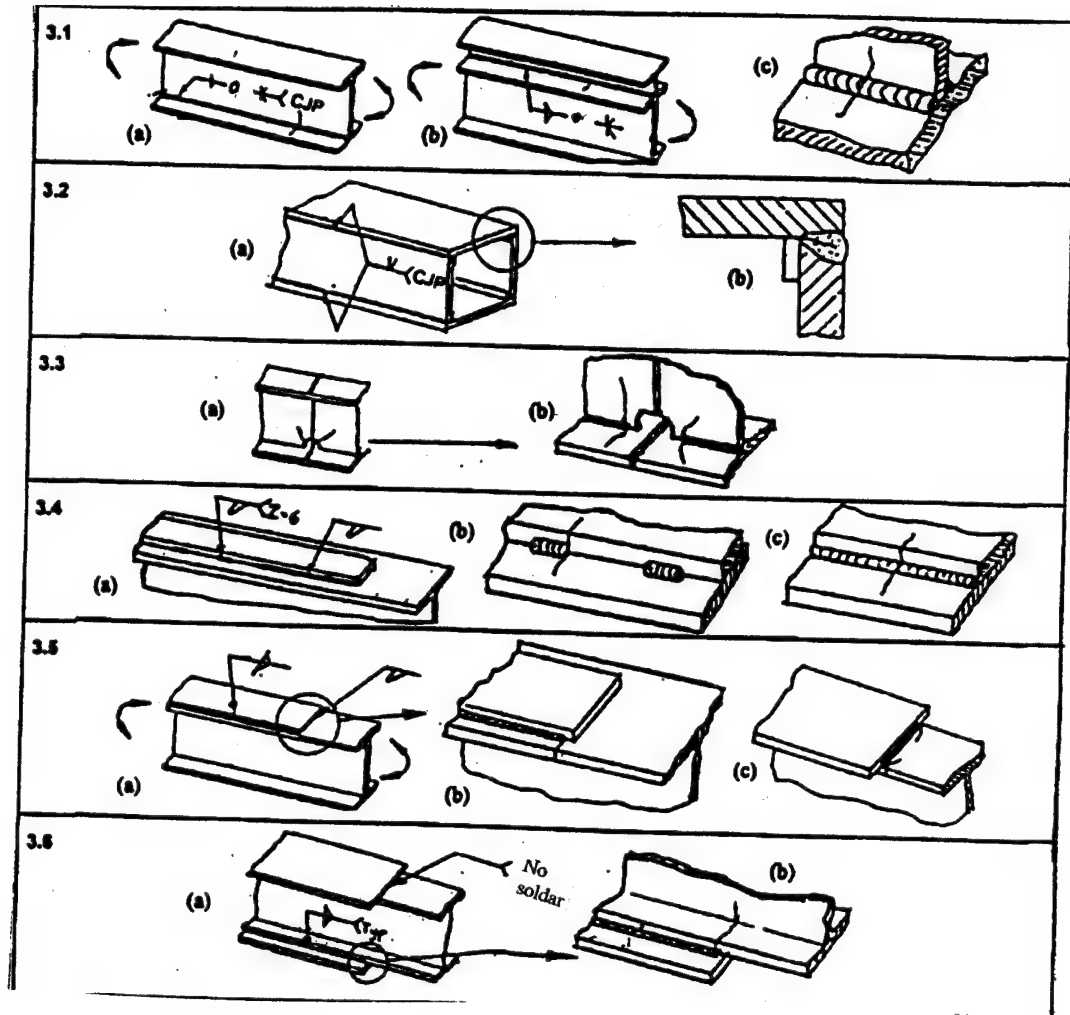
Nota: Como puede verse en (b) al remover la plancha

TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 3 JUNTAS SOLDADAS EN MIEMBROS COMPUESTOS

DESCRIPCIÓN	CATEGORÍA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles conectados por soldaduras de ranura de penetración completa, longitudinales y continuas, saneadas y soldadas desde el otro lado, o por soldaduras de filete continuas.	B	4.22×10^{15}	1125	Desde la superficie interna de la discontinuidad en la soldadura hasta el extremo de la soldadura.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin apéndices, compuestos de planchas o perfiles conectados por soldaduras de ranura de penetración completa, longitudinales y continuas, sin la eliminación de las patinas de respaldo, o por soldaduras de ranura de penetración parcial continuas.	B'	2.15×10^{15}	844	Desde la superficie interna de la discontinuidad en la soldadura, incluyendo la soldadura de fijación de las planchas de respaldo
3.3 Metal base y metal de soldadura en los finales de las soldaduras longitudinales en los agujeros de acceso de las conexiones de los miembros compuestos.	D	7.74×10^{14}	492	Desde la terminación de la soldadura en el alma o el ala.
3.4 Metal base en las soldaduras de filete longitudinales e intermitentes.	E	3.87×10^{14}	316	Al comienzo y el final de los depósitos de soldadura del material conectado.
3.5 Metal base en el extremo de las planchas de cubierta soldadas de longitud parcial y menos anchas que el ala, con extremos rectangulares o de ancho decreciente, con o sin soldadura transversal en los extremos.				En los bordes de la soldadura final en el ala o en donde termina la soldadura longitudinal o el en borde de las alas dentro de las planchas de cubierta.
Alas con espesor ≤ 20 mm.	E	3.87×10^{14}	316	
Alas con espesor > 20 mm.	E'	1.37×10^{14}	183	
3.6 Metal base en el extremo de los planchas de cubiertas soldadas de longitud parcial y más anchas que las alas, sin soldaduras transversal en los extremos.	E'	1.37×10^{14}	183	En los bordes de las alas donde termina la soldadura de las planchas de cubierta.



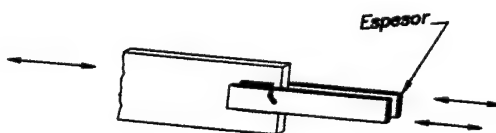
TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 4. SOLDADURAS DE FILETE

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
4.1 Metal base en la unión de miembros normalmente solicitados con conexiones extremas efectuadas mediante soldaduras de filete longitudinales. Las soldaduras se dispondrán alrededor del eje del miembro a fin de que se equilibren las tensiones en las soldaduras.				Iniciándose desde cualquier terminación de la soldadura y propagándose dentro del metal base.
$t \leq 13 \text{ mm}$	E	3.87×10^{14}	316	
$t > 13 \text{ mm}$.	E'	1.37×10^{14}	183	



(a)



(b)

TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 5. SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LAS TENSIONES

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSION	C_1	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa de secciones laminadas y soldadas esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones.	B	8.80×10^{15}	1125	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de ranura de penetración completa esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones en transiciones de espesor o ancho para proveer pendientes no más pronunciadas que 1 en 2.5 $F_y < 6330 \text{ kgf/cm}^2$ $F_y \geq 6330 \text{ kgf/cm}^2$	B B'	8.80×10^{15} 2.15×10^{15}	1125 844	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión, o en el comienzo de la transición cuando $F_y \geq 6330 \text{ kgf/cm}^2$
5.3 Metal base con $F_y \geq 6330 \text{ kgf/cm}^2$ y metal base en o adyacente a un empalme con soldadura de ranura de penetración completa esmeriladas ras en la dirección paralela a las tensiones en transiciones de ancho con radio de transición entre el punto de tangencia y el final de la soldadura de ranura no menor de 610 mm.	B	8.80×10^{15}	1125	Desde la discontinuidad interna en el metal de soldadura o a lo largo de los bordes de fusión.
5.4 Metal base y metal base en o adyacente al borde de una soldadura de ranura de penetración completa en uniones en te o en esquina o empalmes, con o sin transición en espesor con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se elimina el exceso de soldadura.	C	1.55×10^{15}	700	Desde la superficie de la discontinuidad en el borde de la soldadura propagándose dentro del metal base a lo largo del contorno de fusión.

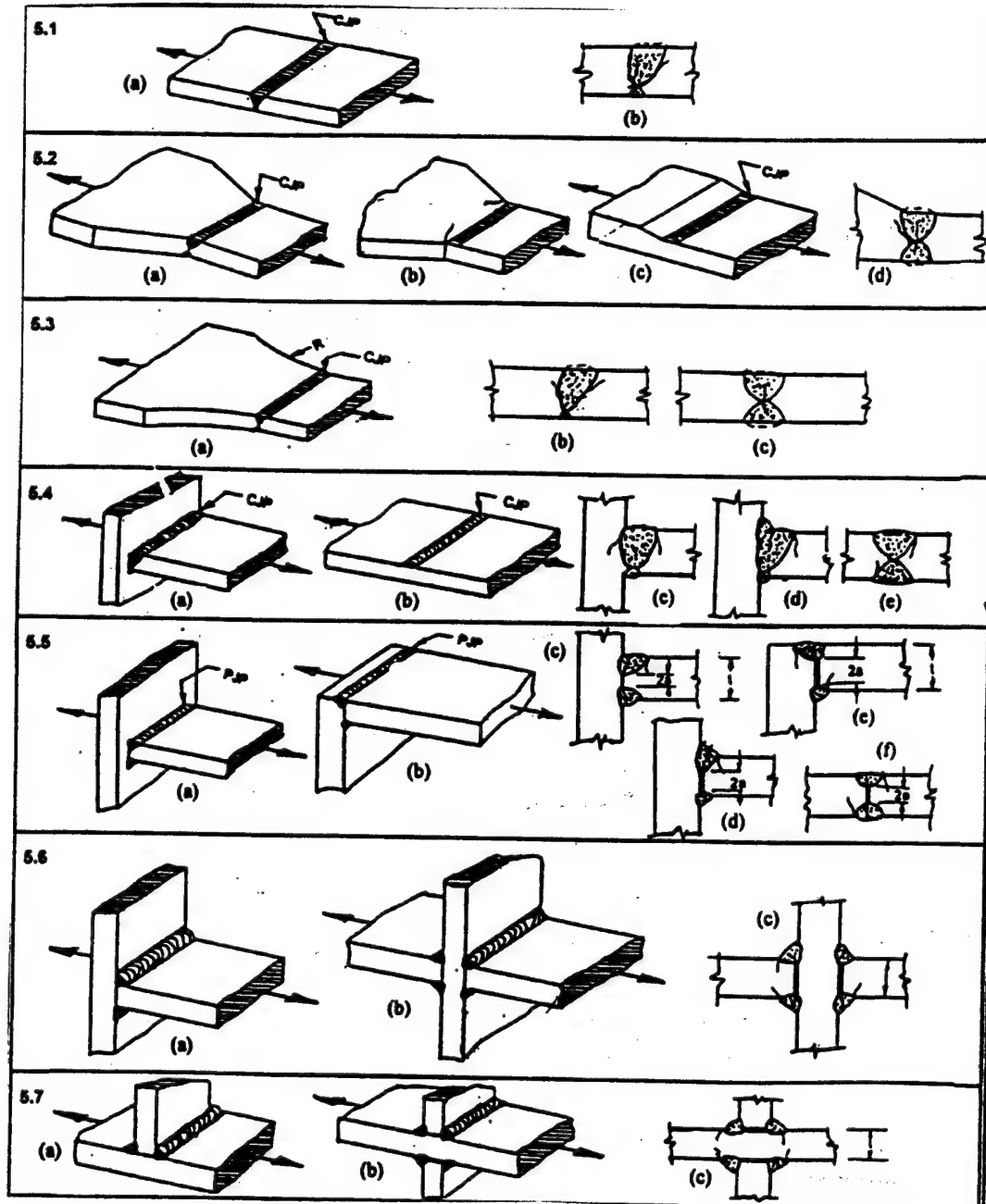
TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 5. SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LAS TENSIONES

(continuación)

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSION	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
<p>5.5 Metal base y metal de soldadura en la conexión transversal de elementos de plancha con soldadura a tope o en T o de esquina de penetración parcial, con o sin refuerzo o filetes de contornos. La menor categoría de tensiones entre el inicio de la grieta en la raíz o el borde de la soldadura:</p> <p>Inicio de grieta en el borde de la soldadura.</p> <p>Inicio de grieta en la raíz de la soldadura.</p>	<p>C</p> <p>C'</p>	<p>1.55×10^{15}</p> <p>Fórm. (D-1)</p>	<p>700</p> <p>No estipulada</p>	<p>Inicio de grieta desde la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura, propagándose en el metal base o se inicia en raíz de la cara no soldada y se extiende a través de la garganta de la soldadura.</p>
<p>5.6 Metal base y metal de soldadura en la conexión transversal de elementos de plancha con un par de soldaduras de filete en los lados opuestos de la plancha. La menor categoría de tensiones entre el inicio de la grieta en la raíz o el borde de la soldadura:</p> <p>Inicio de grieta en el borde de la soldadura.</p> <p>Inicio de grieta en la raíz de la soldadura.</p> <p>Soldadura de filete, $t \leq 13$ mm (controla la grieta en el borde)</p> <p>Soldadura de filete, $t > 13$ mm.</p>	<p>C</p> <p>C</p> <p>C'</p>	<p>1.55×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15} Fórm. (D-2)</p>	<p>700</p> <p>700</p> <p>No estipulada</p>	<p>Se inicia en la discontinuidad geométrica en el borde de la soldadura y se propaga dentro del metal base, o desde el área no soldada entre las raíces de las soldaduras y propagándose a través de la garganta de la soldadura.</p>
<p>5.7 Metal base o elementos de plancha traccionados en el borde de una soldadura transversal de filete, el metal base en el borde de las soldaduras en almas de vigas laminadas y vigas de alma esbelta o en alas adyacente a la soldadura de los rigidizadores transversales.</p>	C	1.55×10^{15}	700	Desde la discontinuidad geométrica en el borde del filete propagándose dentro del metal base.



TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 6. METAL BASE EN LAS SOLDADURAS TRANSVERSALES

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSION	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
<p>6.1 Metal base en detalles unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados longitudinalmente, solo cuando en la pieza se incorpora un radio de transición R con soldaduras esmeriladas a ras.</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>8.80×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>1125</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p>	<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.</p>
<p>6.1 Metal base en detalles de igual espesor unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados transversalmente, con o sin solicitaciones longitudinales:</p> <p>Cuando se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p> <p>Cuando no se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="text-align: center;"> $R \geq 610\text{mm}$ $610\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$ $150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$ $50\text{ mm} > R$ </p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>8.80×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>1.55×10^{15}</p> <p>7.74×10^{14}</p> <p>3.87×10^{14}</p>	<p>1125</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p> <p>700</p> <p>700</p> <p>492</p> <p>316</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en las soldaduras o en los contornos de fusión o en el miembro o en los detalles.</p> <p>En los bordes de la soldadura a lo largo del borde del miembro o en el detalle, cualquiera de los dos.</p>

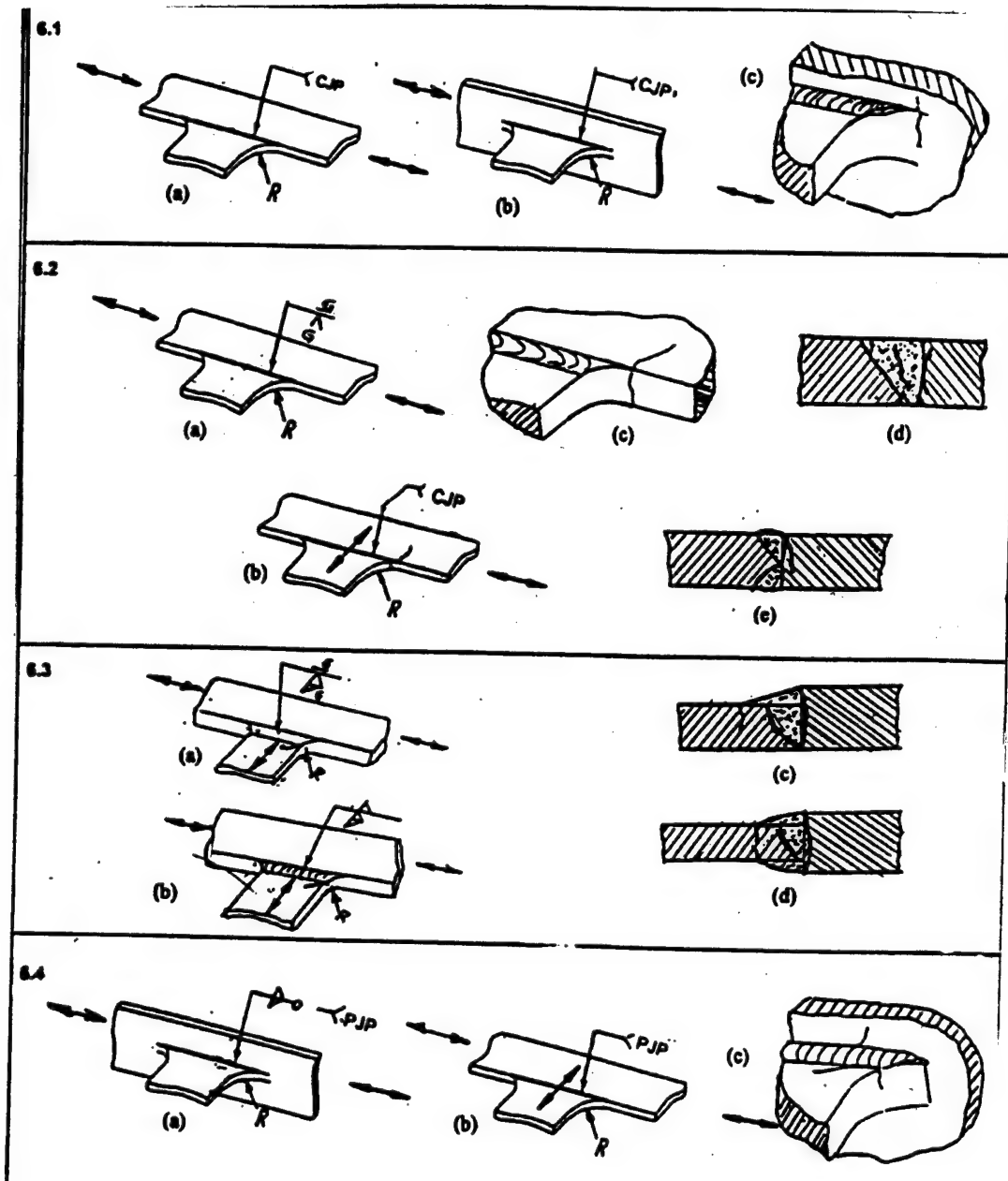
TABLAS D1

PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 6. METAL BASE EN LAS SOLDADURAS TRANSVERSALES

(continuación)

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSIÓN	C_t	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de Grieta potencial
<p>6.3 Metal base en detalles de diferentes espesores unidos mediante soldaduras de ranura de penetración completa solicitados transversalmente, con o sin solicitaciones longitudinales:</p> <p>Cuando se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="padding-left: 40px;">$R > 50\text{mm}$</p> <p style="padding-left: 40px;">$R \leq 50\text{ mm}$</p> <p>Cuando no se elimina la soldadura en exceso:</p> <p style="padding-left: 40px;">Cualquier radio.</p>	<p style="text-align: center;">D</p> <p style="text-align: center;">E</p> <p style="text-align: center;">E</p>	<p style="text-align: center;">7.74×10^{14}</p> <p style="text-align: center;">3.87×10^{14}</p> <p style="text-align: center;">3.87×10^{14}</p>	<p style="text-align: center;">492</p> <p style="text-align: center;">316</p> <p style="text-align: center;">316</p>	<p>En el borde de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>
<p>6.4 Metal base solicitado por tensiones longitudinales en miembros transversales, con o sin tensiones transversales, unidos mediante soldadura de filete o soldadura de ranura de penetración parcial paralelas a la dirección de las tensiones, cuando en la pieza se incorpora un radio de transición R con la terminación de la soldadura de acabado liso.</p> <p style="padding-left: 40px;">$R > 50\text{mm}$</p> <p style="padding-left: 40px;">$R \leq 50\text{ mm}$</p>	<p style="text-align: center;">D</p> <p style="text-align: center;">E</p>	<p style="text-align: center;">7.74×10^{14}</p> <p style="text-align: center;">3.87×10^{14}</p>	<p style="text-align: center;">492</p> <p style="text-align: center;">316</p>	<p>En las terminaciones de la soldadura o desde el borde de la soldadura propagándose dentro del miembro.</p>



TABLAS D1

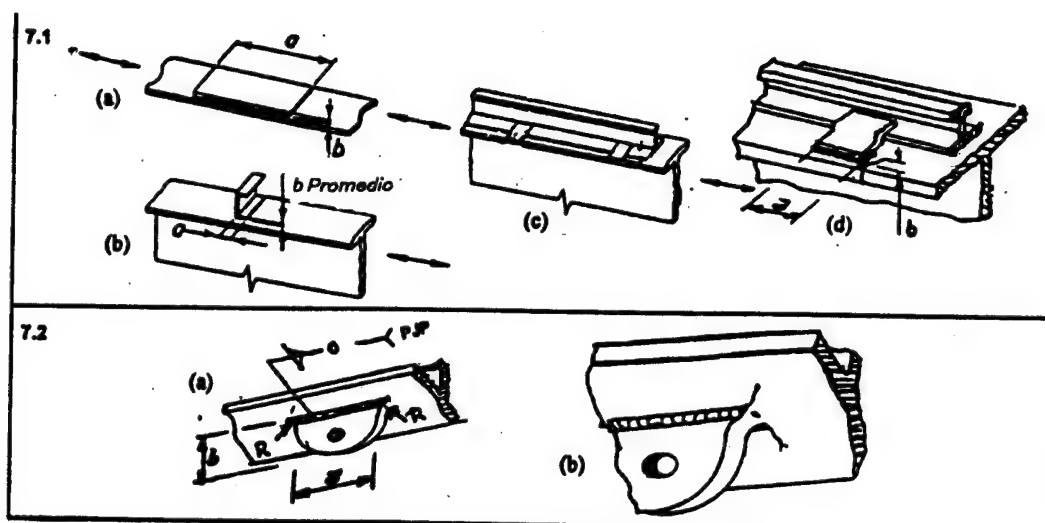
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 7. METAL BASE EN APÉNDICES CORTOS^(a)

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE Tensión	C _t	F _{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
<p>7.1 Metal base solicitado longitudinalmente y con apéndices unidos mediante soldadura de ranura de penetración completa paralela a la dirección de las tensiones.</p> <p>El apéndice se caracteriza por un radio de transición, R , menor de 50mm; una longitud , a , en la dirección de las tensiones, y una altura, b , normal a la superficie del miembro.</p> <p>a < 50 mm</p> <p>50 ≤ a ≤ 12 b o 100 mm</p> <p>a > 12 b o 100 mm, cuando b ≤ 25 mm</p> <p>a > 12 b o 100 mm, cuando b > 25 mm.</p>	<p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E'</p>	<p>1.55x10¹⁵</p> <p>7.74x10¹⁴</p> <p>3.87x10¹⁴</p> <p>1.37x10¹⁴</p>	<p>700</p> <p>492</p> <p>316</p> <p>183</p>	<p>En el miembro al final de la soldadura</p>
<p>7.2 Metal base solicitado longitudinalmente y con apéndices unidos mediante soldadura de filete o de ranura de penetración parcial , con o sin solicitaciones transversales en el apéndice.</p> <p>El apéndice incorpora un radio de transición R con soldadura esmerilada a ras.</p> <p>R > 50 mm</p> <p>R ≤ 50 mm</p>	<p>D</p> <p>E</p>	<p>1.55x10¹⁵</p> <p>3.87x10¹⁴</p>	<p>492</p> <p>316</p>	<p>En la terminación de la soldadura propagándose dentro del miembro.</p>

Nota:

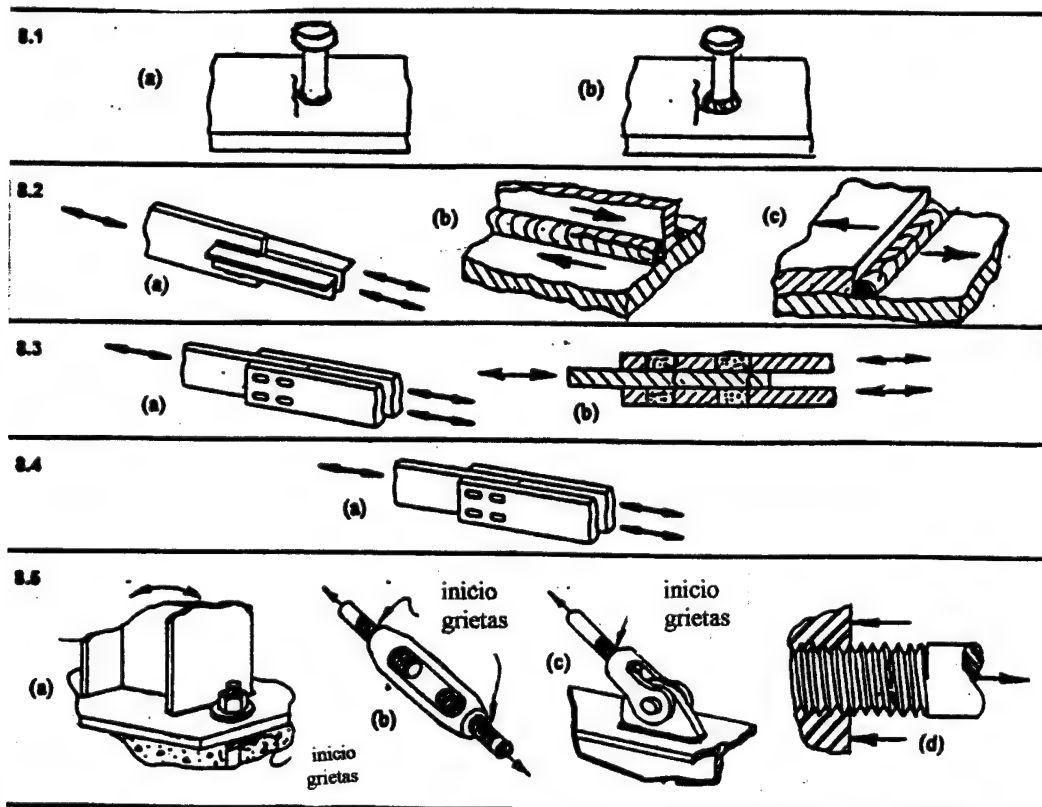
- a) En este Apéndice “apéndice” es cualquier detalle de acero soldado a un miembro, y que por su sola presencia e independientemente de sus solicitaciones, causa una discontinuidad en el flujo de las tensiones en el miembro y reduce su resistencia a la fatiga.



TABLAS D1
PARÁMETROS DE DISEÑO POR FATIGA

SECCIÓN 8. UNIONES VARIAS

DESCRIPCIÓN	CATEGORIA DE TENSION	C_1	F_{TH} kgf/cm ²	Inicio de grieta potencial
8.1 Metal base en conectores de corte tipo espárrago unidos por soldadura de filete o por soldadura aplicada por equipo eléctrico especial.	C	1.55×10^{15}	700	En el borde de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en la garganta de soldaduras de filete longitudinal, continuas o intermitentes.	F	1.76×10^{17} Fórm. (D-2)	562	En la garganta de la soldadura.
8.3 Metal base en las soldaduras de tapón o canal.	E	3.87×10^{14}	316	En el metal base en el extremo de la soldadura.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o canal.	F	1.76×10^{17} Fórm. (D-2)	562	En la superficie de falla.
8.5 Pernos de alta resistencia no totalmente apretados, pernos comunes, barras roscadas para anclajes y barras de suspensión. El recorrido de las tensiones de tracción se debe a solicitaciones por acciones variables más el efecto de aplancamiento, cuando sea aplicable.	E'	1.37×10^{14}	492	En la raíz de la rosca propagándose dentro del área traccionada.



APÉNDICE E LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

E1 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES MIXTAS

Las propiedades de la sección mixta para el cálculo del estado límite de servicio (flecha) se calculará a partir de la Figura C-29.2, usando la teoría elástica convencional.

E2 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA

Cuando $y_{cc} \leq h_c$

$$y_{cc} = d \left\{ \left[2\rho n + (\rho n)^2 \right]^{1/2} - \rho n \right\} \quad (E2.1)$$

con

$$d = h - y_{sb}$$

$$n = E_s / E_c$$

$$\rho = A_s / bd, \text{ siendo } A_s \text{ el área total del sofito metálico}$$

Cuando $y_{cc} > h_c$, hágase $y_{cc} = h_c$.

El momento de inercia de la sección agrietada es

$$I_c = \frac{b}{3}(y_{cc})^3 + n A_s (y_{cs})^2 + n I_s \quad (E2.2)$$

con

$$y_{cs} = d - y_{cc}$$

$$I_s = \text{Momento de inercia de la sección total del sofito metálico.}$$

E3 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN NO AGRIETADA

La posición del eje neutro es

$$y_{uc} = \frac{0.5 b (h_c)^2 + n A_s d + w_r h_r (h - 0.5 h_r) (b / S_n)}{b h_c + n A_s + w_r h_r (b / S_n)} \quad (E3.1)$$

El momento de inercia de la sección no agrietada está dado por la fórmula (E3.2) siguiente:

$$I_u = \frac{b(h_c)^3}{12} + b h_c (y_{uc} - 0.5 h_c)^2 + w_r h_r \left[\frac{(h_r)^2}{12} + (h - y_{uc} - 0.5 h_r)^2 \right] \frac{b}{S_n} + n I_s + n A_s (y_{us})^2$$

como se indica en la Figura C-29.2

- S_n = Separación entre celdas o nervios del sofito.
 w_r = Ancho promedio de los nervios del sofito = $0.5 (S_n - b_t + b_b)$.
 y_{us} = $d - y_{uc}$

E4 MOMENTO DE INERCIA PARA DISEÑO

El momento de diseño será el promedio de los valores obtenidos con las fórmulas (E2.2) y (E32).

$$I_d = \frac{I_c + I_u}{2} \quad (E4.1)$$

APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS BAJO CARGAS CÍCLICAS DE LAS CONEXIONES VIGA - COLUMNA Y VIGA ESLABÓN - COLUMNA

F1 PROPÓSITO Y ALCANCE

Este Apéndice suministra los requisitos para calificar los ensayos bajo cargas cíclicas de las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento y de las conexiones viga eslabón – columna en los pórticos con diagonales excéntricas. El propósito del ensayo descrito en este Apéndice es suministrar la evidencia de que la conexión de momento satisface los requisitos de resistencia y rotación inelástica establecidos en esta Norma. Cuando lo apruebe el ingeniero estructural y lo autorice la autoridad Ad-hoc, se podrán incorporar requisitos alternativos.

Este Apéndice suministra solamente recomendaciones mínimas para las condiciones de ensayos simplificados, pero se podrán realizar ensayos adicionales para demostrar la confiabilidad y el comportamiento satisfactorio de las conexiones de momento durante los movimientos sísmicos de diseño.

En el Apéndice G se definen los términos: prototipo, espécimen de ensayo, dispositivos de ensayo, subensamblaje y rotación inelástica.

F2 SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO

El subensamblaje a ensayar deberá reproducir lo más fielmente posible las condiciones que ocurrirán en el prototipo durante la acción sísmica. El subensamblaje a ensayar deberá incorporar las siguientes características:

1. El subensamblaje consistirá al menos de una columna individual con vigas o vigas eslabón en uno o ambos lados de la columna.
2. Los puntos de inflexión en el subensamblaje deberán coincidir aproximadamente con los puntos de inflexión anticipados en el prototipo bajo la acción sísmica.
3. Para suministrar estabilidad lateral al subensamblaje, se colocarán arriostramientos laterales cerca de los puntos de aplicación de las cargas o de las reacciones. No se permitirán arriostramientos laterales adicionales a menos que estos arriostramientos sean usados en el prototipo.

F3 VARIABLES ESENCIALES

El espécimen a ensayar deberá reproducir lo más fielmente posible las propiedades de los materiales así como las condiciones de diseño, detallado y construcción del prototipo.

La rotación inelástica se desarrollará en el espécimen de ensayo por la acción inelástica de los mismos miembros y elementos de conexión que se anticipa ocurra en el prototipo, por ejemplo en la viga o viga eslabón, en la zona del panel de la columna o fuera de esta zona o dentro de los elementos de conexión. La fracción de la rotación inelástica total en el espécimen de ensayo que será desarrollada en cada miembro o elemento de conexión será al menos el setenta y cinco por ciento (75%) de la fracción que se espera será desarrollada por los miembros o elementos de conexión del prototipo.

Las variables que se describen a continuación serán reproducidas en el espécimen de ensayo:

F3.1 Propiedades de los materiales

Cada miembro o elemento de conexión del espécimen de ensayo que suministre rotación inelástica por cedencia deberá cumplir con los siguientes requisitos:

1. La tensión cedente se determinará experimentalmente, como se especifica en el Artículo F6. Para los propósitos de esta Sección no se utilizarán los valores reportados en los certificados de calidad de la acería.
2. La tensión cedente de las vigas no deberá ser inferior a la tensión cedente esperada, F_{ye} , en más del quince por ciento (15%) en el correspondiente elemento del prototipo. Igualmente, la tensión cedente F_y determinada experimentalmente en las columnas y los elementos de conexión no deberá presentar una variación mayor, por exceso o por defecto, del quince por ciento (15%) con respecto al valor de la tensión cedente esperada, F_{yc} , para la calidad de acero a ser usada en los correspondientes elementos del prototipo. La tensión cedente esperada se calculará conforme a la Sección 5.2.2.

F3.2 Tamaño de los miembros

El tamaño de las vigas o vigas eslabón a usar en el espécimen de ensayo estará dentro de los siguientes límites:

- a. La altura de la viga o viga eslabón no será menor que el noventa por ciento (90%) de la altura de la viga o eslabón del prototipo.
- b. El peso por unidad de longitud de la viga o viga eslabón no será menor que el setenta y cinco por ciento (75%) del peso por unidad de longitud de la viga o eslabón del prototipo.

El tamaño de la columna a usar en el espécimen de ensayo deberá representar apropiadamente la acción inelástica en la columna.

La extrapolación más allá de las limitaciones aquí establecidas quedará sujeta a la aprobación de la autoridad Ad-hoc, después de una cuidadosa y calificada revisión.

F3.3 Detalles de conexión

Los detalles de conexión usados en el espécimen de ensayo deberán reproducir tan fielmente como sea posible los detalles de conexión del prototipo. Para los miembros sometidos a ensayos, los elementos de conexión usados en el espécimen de ensayo tendrán el mismo tamaño que en el prototipo.

F3.4 Planchas de continuidad

Tan fielmente como sea posible, las dimensiones y detalles de conexión de las planchas de continuidad usadas en el espécimen de ensayo serán equiparables con las dimensiones y detalles de conexión de las planchas de continuidad usadas en el prototipo.

F3.5 Soldaduras

Las soldaduras del espécimen de ensayo reproducirán tan fielmente como sea posible las soldaduras del prototipo. Adicionalmente, las soldaduras del espécimen de ensayo satisfarán los siguientes requisitos:

1. Las soldaduras se ejecutarán con estricto cumplimiento de las Especificaciones para el Procedimiento de Soldadura exigidas por el código AWS D1.1 vigente. En estas Especificaciones las variables esenciales cumplirán con los requisitos de la AWS D1.1 y estar dentro de los parámetro establecidos por el fabricante del metal de aporte.
2. La resistencia mínima de agotamiento resistente en tracción del metal de aporte usado en el espécimen de ensayo será la misma que será utilizada en las correspondientes soldaduras del prototipo.
3. Los valores mínimos de tenacidad especificados para los ensayos Charpy con ranura del metal de aporte usado en el espécimen de ensayo no excederá los valores mínimos de tenacidad especificados para el metal de aporte a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo.
4. Las posiciones de soldadura a usar en las soldaduras del espécimen de ensayo serán las mismas a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo.
5. Los detalles de las planchas de respaldo, planchas de extensión, agujeros de acceso, y otros similares usados en la soldaduras del espécimen de ensayo serán los mismos a usar en las correspondientes soldaduras del prototipo. Las planchas de respaldo y las planchas de extensión no serán removidas de las soldaduras del espécimen de ensayo a menos que lo sean en las correspondientes soldaduras del prototipo.
6. Los métodos de inspección, los ensayos no destructivos, y los criterios de aceptación de las soldaduras serán los mismos para el espécimen de ensayo y el prototipo.

F3.6 Pernos

La parte empernada del espécimen de ensayo reproducirá tan fielmente como sea posible la parte empernada del prototipo. Adicionalmente, la parte empernada del espécimen de ensayo cumplirá con los siguientes requisitos:

1. Los pernos a usar en el espécimen de ensayo como en el prototipo serán de la misma calidad.
2. El tipo y orientación de los agujeros de los pernos (estándar, sobreagrandados, de ranura corta, de ranura larga, u otros) serán las mismas en el espécimen de ensayo que en el prototipo.

3. Donde la rotación inelástica se desarrolle por cedencia o por deslizamiento en la porción empernada de la conexión, tanto en el espécimen de ensayo como en el prototipo se usarán los mismos métodos para abrir los agujeros (taladrados, punzonados o escariados).
4. Los pernos en el espécimen de ensayo y en el prototipo tendrán el mismo método de instalación y de preparación de superficies.

F4 HISTORIA DE CARGA

F4.1 Requisitos generales

El espécimen de ensayo se someterá a cargas cíclicas de acuerdo con el presente Artículo. Se permitirá incrementos adicionales de cargas más allá de lo especificado en la Sección F4.3.

F4.2 Control del ensayo

El ensayo se conducirá controlando el nivel de las deformaciones impuestas al espécimen de ensayo. Cualquier deformación pertinente, δ_y , servirá como control del ensayo. El valor de deformación correspondiente a la primera cedencia significativa, δ_y , se determinará para efectos de control del ensayo y para el análisis de la respuesta esperada del espécimen de ensayo.

F4.3 Secuencia de carga

Las cargas a ser aplicadas en el espécimen de ensayo hasta el final del ensayo, producirán las siguientes deformaciones:

1. Tres ciclos (3) de carga a : $0.25 \delta_y < \delta \leq 0.50 \delta_y$
2. Tres ciclos (3) de carga a : $0.60 \delta_y < \delta \leq 0.80 \delta_y$
3. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = \delta_y$
4. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = 2 \delta_y$
5. Tres ciclos (3) de carga a : $\delta = 3 \delta_y$
6. Dos ciclos (2) de carga a : $\delta = 4 \delta_y$
7. Completado el ciclo de carga de $4 \delta_y$, se podrá continuar el ensayo aplicando ciclos de cargas para producir deformaciones δ iguales a $5 \delta_y$, $6 \delta_y$, $7 \delta_y$, etc.. Dos ciclos de carga se aplicarán en cada incremento de los valores de deformación.

Se permitirán otras secuencias de carga para calificar al espécimen de ensayo cuando pueda demostrarse que tiene una severidad equivalente, como por ejemplo el Protocolo SAC [SAC,1997].

F5 INSTRUMENTACIÓN

El espécimen de ensayo estará suficientemente instrumentado para medir o calcular las variables enumeradas en el Artículo F7.

F6 ENSAYOS DE MATERIALES

F6.1 Ensayos de tracción

Para los propósitos de esta Sección no se permitirá sustituir los ensayos por los resultados de los ensayos de tracción reportados en los certificados de calidad de la acería. Se realizarán ensayos de tracción sobre muestras tomadas del material adyacente a cada espécimen de ensayo, según los métodos descritos en la Sección F6.2. Los ensayos a realizar y reportar serán de las siguientes porciones del espécimen de ensayo:

1. Ala (s) y alma (s) de vigas y columnas en zonas estándar.
2. En cualquier elemento de la conexión que suministre rotación inelástica por cedencia.

F6.2 Métodos de ensayos a tracción

Los ensayos de tracción se realizarán conforme a la Norma venezolana COVENIN 299-89 *Materiales metálicos. Ensayos de tracción*. La tensión cedente, F_y , a ser reportada será el valor que se obtenga del gráfico tensión-deformación correspondiente a una deformación unitaria de 0.002.

La velocidad de carga en el ensayo de tracción deberá reproducir, tan fielmente como sea posible, la velocidad de carga a ser usada en el espécimen de ensayo.

Para los propósitos de esta Sección no se permitirá sustituir los resultados de ensayos de tracción reportados en los certificados de calidad de la acería.

F7 INFORME DEL ENSAYO

Para cada uno de los especímenes ensayados se producirá un informe escrito que reportará cabalmente todos los aspectos claves y resultados del ensayo, incluyendo como mínimo la siguiente información, sin que ello limite la incorporación de cualquier dibujo, dato y discusión adicional:

1. Dibujos o descripción clara del subensablaje de ensayo, incluyendo las dimensiones claves, condiciones de apoyo en los puntos de aplicación de cargas o reacciones, y ubicación de los arriostramientos laterales.
2. Dibujos de los detalles de la conexión, mostrando las dimensiones de los miembros, calidades de los aceros, dimensiones de todos los elementos de conexión, detalles de soldaduras incluyendo el metal de aporte, el tamaño y ubicación de los agujeros para pernos, el tamaño y la calidad de los pernos, así como cualquier otro detalle pertinente de la conexión.

3. La lista de todas variables esenciales para el espécimen de ensayo, y cualquier otra no contemplada en la Sección F3.
4. La representación gráfica o tabla de valores que muestre la aplicación de carga o la historia de los desplazamientos en el espécimen de ensayo.
5. Gráfico carga aplicada versus desplazamientos en el espécimen de ensayo. Los desplazamientos reportados serán medidos cerca o en el punto de aplicación de la carga. Se indicará claramente la localización sobre el espécimen de ensayo donde se midieron las cargas y los desplazamientos.
6. Gráfico momento en la viga versus rotación inelástica total. Tanto el momento como la rotación inelásticas estarán referidos a la cara de la columna.
7. La rotación inelástica total desarrollada por el espécimen de ensayo. Se identificará la contribución de la cedencia o del deslizamiento en la rotación inelástica total. Igualmente se reportará la porción en que cada componente del espécimen ensayado contribuyó a la rotación inelástica total. Los métodos para el cálculo de la rotación inelástica deben ser expuestos claramente.
8. Se incluirá una lista cronológica de las observaciones más importantes durante el desarrollo del ensayo, tales como cedencia, deslizamiento, inestabilidad y fractura de cualquier parte del espécimen de ensayo.
9. El modo de falla que controla el espécimen de ensayo. Si el ensayo concluye antes de la falla, se reportará detallará el motivo.
10. Los resultados de los ensayos de materiales, especificados en el Artículo F6.
11. Las especificaciones del procedimiento de soldadura y los reportes de la inspección de soldaduras.

F8 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

Para cada conexión, se requerirá que al menos dos ensayos para cada condición del prototipo mantengan las variables esenciales, enunciadas en el Artículo F3, dentro de los límites requeridos. Ambos ensayos satisfarán los criterios estipulados en los Capítulos 11 y 15 para cada Nivel de Diseño. Para satisfacer los requisitos de rotación inelástica, cada espécimen de ensayo mantendrá los requisitos de rotación al menos durante un ciclo de carga completo.

APÉNDICE G DEFINICIONES

A continuación se define el significado de los términos de uso general en esta Norma y cuya acepción no se encuentra o puede diferir de la definición empleada en las otras Normas venezolanas COVENIN – MINDUR, como por ejemplo las 2002-88 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* y 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. Como criterios, complemento y referencia principal véase la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN - MINDUR de Edificaciones*.

Las palabras subrayadas señalan términos de este vocabulario. El equivalente en inglés que se anexa entre paréntesis al final de cada definición aporta otra voz de referencia con la intención de facilitar la comunicación internacional, porque en algunos casos nuestra definición puede diferir del significado dado en otras normas extranjeras.

acción inelástica. Deformación permanente en el material y que por lo tanto no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido (*inelastic action*).

acción mixta parcial. Cuando la resistencia a flexión del miembro mixto acero - concreto está controlada por la resistencia al cortante de los conectores de corte (*partially composite action*).

acción mixta total. El perfil de acero y el concreto se mantienen adheridos mediante suficientes conectores de corte de manera de actuar como una sola unidad capaz de desarrollar la totalidad de la resistencia a flexión del miembro mixto acero - concreto (*fully composite action*).

acero. Aleación hierro – carbono, con un contenido máximo de carbono del dos por ciento (2%) (*steel*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *hierro*.

acero resistente a la corrosión atmosférica. Un tipo de acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) y a la vista de peatones y ocupantes sin ningún tipo de pintura protectora. Este acero desarrolla una pátina protectora a una velocidad decreciente en el tiempo (*weathering steel*).

análisis elástico. La determinación de las solicitaciones en los miembros y sus conexiones suponiendo un comportamiento elástico lineal del material (*elastic analysis*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *solicitaciones, lineal*.

análisis plástico. La determinación de las solicitaciones en los miembros y sus conexiones suponiendo un comportamiento rígido-plástico, por ejemplo, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la cedencia no es excedida en ninguna parte de la misma. Puede ser necesario considerar los efectos de segundo orden (*plastic analysis*).

ancho efectivo. El ancho reducido de una sección ficticia que bajo ciertas hipótesis de cálculo simplificadoras produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado complejo de tensiones (*effective width*).

ángulo de rotación del eslabón. Es el ángulo entre el eslabón y la viga colectora, en régimen plástico, cuando la deriva total del entrepiso se ha calculado con conforme a la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* (*link rotation angle*).

aplastamiento local del alma. La falla local de una plancha del alma en la vecindad de una carga o reacción concentrada (*web crippling*).

armaduras. Conjunto de barras, alambres u otros elementos delgados que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste (*reinforcement*). No se use en lugar de celosía. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

arriostramiento diagonal. Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga normal y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una celosía para resistir las cargas horizontales (*diagonal bracing*).

arriostramiento relativo. Arriostramiento que controla la deriva entre dos niveles consecutivos o entre puntos a lo largo de columnas o vigas (*relative bracing*).

arriostramiento nodal. Arriostramiento discreto o puntual que controla el movimiento del punto arriostrado en una viga o columna (*nodal bracing*).

aseguramiento de la calidad. Conjunto de acciones planificadas y sistemáticas necesarias para propiciar la confianza adecuada de que un producto o servicio cumple con los requisitos de calidad establecidos (*assurance, quality assurance*).

biela. Un tipo particular de miembros traccionado conectado con pasador. El miembro será de espesor uniforme con extremos o cabezas forjadas o cortadas a soplete con un ancho mayor que el del cuerpo. Las bielas se dimensionarán de tal manera que la resistencia del cuerpo y las cabezas extremas sean aproximadamente las mismas (*eyebars*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

bifurcación. El fenómeno por el cual un miembro comprimido perfectamente recto puede tomar una posición desviada o permanecer en posición desviada, o una viga flexionada que puede o desviarse y girar fuera de su plano o permanecer en su plano en una posición flectada (*bifurcation*).

borde del filete. Punto de terminación del filete de soldadura o del filete de una sección laminada (*toe of the fillet*).

calidad. Conjunto de propiedades o características de un producto o servicio que le confiere su aptitud para satisfacer necesidades expresadas o implícitas (*quality*).

campo de tracciones diagonales (acción del). El comportamiento bajo fuerzas cortantes de un panel de viga armada, en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los rigidizadores transversales, de una manera análoga a lo que sucede en una celosía del tipo Pratt (*tension-field action*).

capacidad de rotación. Es el incremento de rotación angular que un dado perfil es capaz de soportar antes de una falla local. La capacidad de rotación se define como $R = (\theta_u / \theta_p) - 1$ donde θ_u es la rotación total obtenida bajo el estado de solicitaciones mayoradas y θ_p es la rotación idealizada correspondiente a la teoría elástica aplicada al caso de $M = M_p$ (*rotation capacity*).

carga crítica. La carga que produce el fenómeno de bifurcación, calculada mediante un análisis teórico de estabilidad (*critical load*).

carga de Euler. La carga crítica de una columna perfectamente recta, con extremos articulados y cargada en su eje baricéntrico (*Euler load*).

carga de pandeo. La carga para la cual un miembro comprimido perfectamente recto adopta una posición deformada (*buckling load*).

carga límite de estabilidad. Carga (teórica) máxima que en una estructura, miembro o elemento estructural, puede soportar cuando se incluyen efectos de inestabilidad de segundo orden (*stability limit load*).

carga plástica límite. La carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional. Esta es la mayor carga que una estructura puede soportar, cuando se supone plasticidad perfecta y cuando se desprecian factores tales como la inestabilidad, efectos de segundo orden, endurecimiento por deformación o fractura (*plastic limit load*).

cartela. Véase plancha de nodo.

ciclo de carga completa. Un ciclo de rotación tomado entre fuerzas cero, incluyendo un pico positivo y un pico negativo.

columna. Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga normal de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos tres (3) veces su menor dimensión lateral (*column*).

columna dependiente. Columna que solo soporta cargas gravitacionales, y cuyas conexiones (conexiones flexibles) a un pórtico no suministran resistencia a las cargas laterales (*leaning column*).

columna en bayoneta. Una columna en el cual el cambio de una sección transversal a otra ocurre de manera abrupta en un punto dentro de la longitud de la columna (*stepped column*).

compuestos. Dícese de las secciones o miembros constituidos por dos o más planchas y/o perfiles unidos entre sí de manera que trabajen en conjunto (*built-up members*). El caso particular de las vigas armadas tiene una definición y un tratamiento especial. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

concentración de tensiones. Tensiones localizadas cuya intensidad es mucho mayor que el promedio (aún en secciones de espesor constante cargadas uniformemente) debido a cambios abruptos en la geometría o cargas localizadas (*stress concentration*).

conectores de corte. Planchas, espárragos soldados, pernos, y otros perfiles de acero embutidos en el concreto y dispuestos transversalmente a la dirección de la fuerza de corte para transmitir el cortante producido en el concreto por aplastamiento local en la interfase conector de corte - concreto (*shear lugs*).

conexión. Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros (*connection*).

conexión de aplastamiento. Conexión en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por aplastamiento entre las planchas y los pernos, induciendo corte en éstos. Las planchas pueden deslizarse entre sí al ser cargada la conexión (*bearing connection*).

conexión de deslizamiento crítico. Conexión empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos. Las planchas no deben deslizarse entre sí al cargar la conexión (*Slip-critical connection*).

conexión flexible. Una conexión que permite una parte, pero no toda, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si estuviese simplemente apoyada (*flexible connection*).

conexión rígida. Conexión con rigidez suficiente para mantener los ángulos entre los miembros interceptantes (*fully restrained*).

conexión semirrígida. Conexión con rigidez insuficiente para mantener los ángulos entre los miembros interceptantes (*partially restrained*).

control de calidad. Comprende las técnicas y actividades operativas que tienen por objeto tanto el seguimiento de un proceso, como la eliminación de las causas de desempeños no satisfactorios en todas las fases del ciclo de la cantidad con el fin de obtener los mejores resultados económicos (*quality control*).

cordón de soldadura. Soldadura depositada en una o varias pasadas (*weld bead*).

corrosión. Oxidación destructiva de un metal o aleación por el medio que lo rodea (*corrosion*).

corrosión atmosférica. Corrosión de un metal o aleación por agentes químicos presentes en la atmósfera, generalmente al aire libre (*weathering corrosion*).

corrosión galvanica. Corrosión del acero debido al contacto eléctrico con otro metal de potencial eléctrico diferente y expuestos al mismo medio (*galvanic corrosion*).

corte por fricción. Fricción entre el componente embutido y el concreto que transmite carga cortantes. El desplazamiento relativo en el plano de corte se considera resistido por corte por fricción de los anclajes localizados perpendicularmente al plano de corte (*shear friction*).

criterio de cedencia de Von Mises. Teoría que establece que la acción inelástica en cualquier punto de un cuerpo bajo cualquier combinación de tensiones comienza solo cuando se igualan la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen absorbida en ese punto con la energía de deformación de distorsión por unidad de volumen en cualquier punto de una barra simple traccionada hasta el límite elástico bajo un estado uniaxial de tensiones. A este criterio también se le denomina teoría de la máxima energía de deformación por distorsión. De acuerdo con este criterio, la cedencia por corte ocurre a 0.58 veces la resistencia de cedencia (*Von Mises yield criterion*).

curva de resistencia de columna. Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga normal de la columna en función de su relación de esbeltez (*column curve*).

curvatura. La rotación por unidad de longitud debida a flexión (*curvature*).

curvatura simple. La deformada de un miembro flectado y la cual no presenta un punto de inflexión interior (*single curvature*).

deformación plástica. La diferencia entre la deformación total y la deformación elástica (*plastic strain*).

deformación por endurecimiento. En aquellos aceros estructurales que tiene una relación tensión - deformación plana en la región plástica, el valor de deformación correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación (*strain-hardening strain*).

desgarramiento laminar. Separación que ocurre en el metal base altamente restringido y causada por las tensiones existentes en todo el espesor debidas a la retracción del metal de soldadura adyacente (*lamellar tearing*).

desplazamiento lateral. El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de cargas laterales, cargas verticales asimétricas, o propiedades asimétricas de la estructura (*sideways*).

desplazamiento por pandeo lateral. El modo de pandeo de un pórtico de múltiples entrepisos precipitada por el desplazamiento relativo de los nodos que conducen a la falla por desplazamiento lateral del pórtico (*sideways buckling*).

directriz. Lugar geométrico de los baricentros de las secciones transversales de un miembro (*member center line*).

diseño límite. Un método para el diseño de estructuras para múltiplos de las condiciones de servicio previstas, referido a un límite elegido de utilidad estructural. El límite de utilidad estructural puede ser un límite plástico o elástico, de estabilidad, de fatiga o un límite de deformación (*limit design, load factor design*).

diseño plástico. Un método de diseño para pórticos y vigas de acero continuas que define el límite de utilidad estructural como la carga máxima resistente o de agotamiento. El término plástico proviene del hecho de que la carga máxima se calcula considerando el comportamiento del acero en su dominio plástico (*plastic design*).

dispositivo de ensayo. Comprende todos los dispositivos de soporte y de carga del espécimen de ensayo, tales como los equipos para introducir las cargas, las fijaciones y los soportes laterales (*test setup*).

doble curvatura. Una condición de flexión en el cual los momentos en los extremos del miembro provocan que la deformada del miembro adopte la forma de S (*reverse curvature*).

documentos del diseño estructural. Véase documentos del proyecto.

documentos del proyecto. Los planos, dibujos y detalles, memoria descriptiva y especificaciones preparados por el ingeniero estructural (*structural design documents*).

eje débil. El eje menor principal de una sección transversal (*weak axis*).

eje fuerte. El eje principal mayor de una sección transversal (*strong axis*).

elasto-perfectamente plástico. Un material modelado mediante un diagrama idealizado tensión - deformación que varía linealmente entre el punto de tensión cero y el punto cedente del material, y luego, a partir del punto cedente incrementa sus deformaciones sin incremento posterior de las tensiones (*elastic-perfectly plastic*).

embutido. Un componente de acero vaciado en una estructura de concreto y el cual es usado para transmitir las cargas externamente aplicadas a la estructura por medio de aplastamiento, corte, adherencia, fricción o cualquiera de sus combinaciones. El componente embutido puede ser fabricado con planchas de acero estructural, perfiles, barras, pernos, tubos, espárragos, barras de refuerzo para el concreto, conectores de corte o cualquiera de sus combinaciones (*embedment*).

empalme. La conexión entre dos elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo y más largo elemento (*splice*).

endurecimiento por deformación. Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una gran deformación, justo después del punto cedente, exhiben la capacidad de resistir cargas sustancialmente mayores que aquella que produjo la cedencia inicial (*strain hardening*).

espárrago. Conector de corte constituido por una barra corta de acero ensanchada en su extremo superior, que se suelda al ala superior de los perfiles y queda embutida en el concreto (*stud*).

especimen de ensayo. Parte de una estructura usada en ensayos de laboratorio para intentar modelar el prototipo (*test specimen*).

estado límite de resistencia. La condición límite que afecta la seguridad de la estructura, y en la cual se alcanza la capacidad de agotamiento resistente (*strength limit state*).

estado límite de servicio. Condición límite que afecta la capacidad de la estructura de preservar su apariencia, mantenimiento, durabilidad, confort de sus ocupantes o función de maquinarias bajo condiciones normales de ocupación y uso (*serviceability limit state*).

estructura de acero embutida. Un pórtico de acero en el cual todos los miembros individuales del pórtico están totalmente embutidos en el concreto vaciado en obra (*encased steel structures*).

estructura temporal. Término general para cualquier construcción provisional capaz de soportar cargas de construcción, y que una vez cumplida su función se suprime antes o después que se completa la construcción para que no forme parte permanente del sistema estructural (*temporary structure*).

factor de amplificación. En un miembro comprimido normalmente comprimido es un factor multiplicador de los valores de momento o de la deformada en la longitud no arriostrada con el fin de obtener valores que reflejen los generados por la excentricidad de la carga axial aplicada al miembro (*amplification factor*).

factor de forma. La relación entre el momento plástico respecto al momento cedente, o la relación entre el módulo plástico de la sección respecto a su módulo de sección (*shape factor*).

factor de longitud efectiva. La relación entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada de un miembro medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento (*effective length factor*).

fatiga. Fenómeno de fractura que resulta de la aplicación cíclica de tensiones (*fatigue*).

fatiga de alto ciclaje. Falla que resulta para más de 20 000 aplicaciones de tensiones cíclicas (*high-cycle fatigue*).

fatiga de bajo ciclaje. Fractura resultante de un recorrido relativamente alto bajo un número pequeño de ciclos de carga (*low-cycle fatigue*).

filete. Transición curva y angosta entre dos superficies que se cortan por lo general perpendicularmente (*fillet*).

flexión desviada. Dícese cuando la flexión requiere expresarse con dos coordenadas, en vez de una sola como en la flexión simple, usualmente respecto a dos ejes principales ortogonales (*biaxial bending*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *diagrama de interacción*.

formado en frío. Dícese de los miembros de acero formados sin la aplicación de calor (*cold formed members*).

fórmula de Euler. Fórmula matemática que expresa el valor de la carga de Euler en términos del módulo de elasticidad, el momento de inercia de la sección transversal y la longitud de la columna (*Euler formula*).

fractura frágil. Una rotura abrupta con poca o ninguna deformación dúctil previa (*brittle fracture*).

fuerza. Término genérico para significar fuerza normal, momento flector, momento torsor y cortes (*force*).

fundente. Material usado para proteger el arco eléctrico, proporcionar elementos de aleación, facilitar la remoción de óxidos u otras sustancias indeseables, y proteger la soldadura durante su enfriamiento (*flux*).

fusión incompleta. Pérdida de la unión entre el material de aporte fundido y el metal base en el área prescrita (*incomplete fusion*).

galvanización en caliente. Recubrimiento del acero por inmersión en un baño de zinc fundido (*hot dip galvanizing*).

garganta. En una soldadura de filete, la garganta teórica es la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo que puede inscribirse en la sección transversal de la soldadura (*throat*).

híbrido. Viga de acero fabricada con alas cuya resistencia cedente mínima especificada es mayor que la correspondiente al alma. Cuando la tensión máxima en el ala es menor o igual a la tensión cedente del alma, la sección se considera homogénea (*hybrid member*).

hipótesis de solicitaciones. Combinaciones de las solicitaciones previstas multiplicadas por sus factores de mayoración (*load combinations*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, solicitaciones, resistencia, acciones.

inclusiones. Material no metálico entrampado en el metal sólido (*inclusions*).

inestabilidad. Condición que se alcanza al cargar un elemento, miembro o estructura comprimida, en la cual deformaciones progresivas resultan en una disminución de la capacidad de carga (*instability*).

junta. Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados. Se clasifican en juntas soldadas y juntas empernadas (*joint*).

junta de deslizamiento crítico. Junta empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos (*slip critical joint*).

límite inferior de carga. La carga calculada del diagrama de momentos en equilibrio y en el cual los momentos son menores que M_p , el cual a su vez es menor o igual a la verdadera carga de agotamiento (*lower bound load*).

límite superior de carga. La carga calculada a partir de un determinado mecanismo supuesto, y la cual siempre será igual o mayor que la verdadera carga de agotamiento (*upper bound load*).

longitud efectiva. La longitud equivalente usada en las fórmulas de compresión para calcular la resistencia de una columna (*effective length*).

longitud efectiva de una soldadura. Longitud de soldadura a lo largo de la cual existe su sección transversal tal como ha sido dimensionada. En soldaduras curvas se medirá a lo largo de la mediatriz de la garganta (*effective length of weld*).

longitud no arriostrada (no soportada). La distancia entre secciones arriostradas consecutivas de un miembro, medida entre los baricentros de los miembros de arriostramiento (*unbraced length*).

LRFD. Acrónimo de *Load Resistance Factor Design*. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

mecanismo. Un sistema articulado capaz de deformarse sin un incremento finito de la carga. Se usa en el sentido particular de que la vinculación puede incluir articulaciones reales y/o plásticas (*mechanism*).

mecanismo combinado. Un mecanismo determinado por procedimientos de análisis plástico el cual combina vigas, panel y mecanismo de juntas (*combined mechanism*).

mecanismo plástico. Véase mecanismo (*plastic mechanism*).

medio de unión. Término genérico para soldaduras, pernos, remaches u otros dispositivos de unión (*fastener*).

meseta de cedencia. La porción de la curva tensión - deformación en un miembro uniaxialmente comprimido o traccionado en el cual las tensiones permanecen esencialmente constante durante el periodo que las deformaciones se incrementan sustancialmente (*yield plateau*).

metal base. El metal a ser soldado o cortado (*base metal*).

metal de aporte. Metal que se añade al efectuar una soldadura (*filler metal*).

metal soldado. Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. está constituido por el metal base y de aporte en diversas proporciones (*weld metal*).

método de las tensiones admisibles. Método para diseñar estructuras basado en cargas de servicio o de utilización previstas, tal que las tensiones calculadas no excedan los valores límites previstos (*ASD, allowable stress design*).

método de los mecanismos. Un método del análisis plástico en el cual el equilibrio entre las fuerzas externas y las rótulas plásticas internas se calcula sobre la base del mecanismo. La carga de falla determina entonces un límite superior (*mechanism method*).

método del giro de la tuerca. Procedimiento mediante el cual la pretracción especificada para los pernos de alta resistencia se controla mediante la rotación de la llave una determinada cantidad después que las tuercas se han llevado a la condición de apriete ajustado (*turn of-nut method*).

miembro de apoyo lateral. Miembro diseñado para impedir el pandeo lateral o el lateral torsional de los miembros principales de un pórtico (*lateral support member*).

pandeo local. El pandeo de un elemento comprimido de un miembro que puede provocar la falla prematura de todo el miembro. Las líneas de unión entre los elementos permanecen rectas y el ángulo entre los elementos no cambia (*local buckling*).

pandeo local inelástico del alma. La falla local del alma de una viga en la zona adyacente a una carga concentrada o reacción (*web crippling*).

par de fuerzas concentradas. Dos fuerzas iguales y opuestas que forman un par del mismo lado del miembro cargado (*double concentrated forces*).

pasador. Elemento de unión no roscado (*pin*).

penetración completa. Dicese de la soldadura en la cual el metal soldado llena completamente la ranura y se fusiona al metal base a través de todo su espesor (*complete joint penetration, complete penetration*).

perfil. Designación genérica de los miembros de acero estructural. El término *viga* utilizado incorrectamente por los fabricantes y distribuidores de productos de acero es un error conceptual, por cuanto asigna a priori su destino estructural. Esta puede ser una de las razones para que se oiga a no profesionales confundir *viga* con *columna* (*shape*). Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98, *viga U*.

plancha cortada a soplete. Una plancha cuyos bordes longitudinales han sido obtenidos por oxicorte de una plancha de mayores dimensiones (*flame-cut plate*).

planchas de ajuste. Planchas o pletinas de ajuste (*shims*).

plancha de apoyo frontal. Rigidizador usualmente fijado a las vigas de acero estructural que son embebidas en columnas o muros de concreto reforzado. Las planchas se localizan en la cara del miembro de concreto para suministrar confinamiento y para transferir al concreto las fuerzas de aplastamiento directo (*face bearing plates*).

planchas de continuidad. Rigidizadores transversales colocados entre las alas de la columna, en los límites superior e inferior de la zona de panel (*continuity plates*).

plancha de cubierta. Plancha que se conecta o suelda a los elementos ya existentes de las alas de los miembros de acero para reforzarlos (*cover plate*). Evítese usar cubreplacas.

plancha de enlace. Plancha rígidamente conectada a los componentes paralelos de una sección compuesta y diseñada para transmitir cortante entre ellos (*batten plate*).

plancha de nodo. Plancha metálica que se coloca en las conexiones de las celosías para unir sus miembros. También se le llaman cartelas (*gusset plate*).

plancha de relleno. Pieza metálica que se coloca entre dos perfiles para mantener su separación y conseguir el debido apriete cuando han de ser unidos por pernos o remaches (*filler*).

plancha de respaldo. Pletina que se coloca en la raíz de una junta para soportar el metal fundido mientras se solda (*backing plate*).

plancha laminada. Plancha cuyos bordes longitudinales han sido conformados por rodillos durante el proceso de su laminación. En inglés se designan como planchas UM, Universal Mill (*universal mill plate*).

plastificación. El proceso de cedencia sucesivo de las fibras de la sección transversal de un miembro a medida que el momento flector se incrementa (*plastification*).

pórtico arriostrado. Pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales o a la inestabilidad se suministra por medio de diagonales, sistemas de arriostramientos en forma V o Λ u otros sistemas auxiliares (*braced frames*).

pórtico con arriostramientos concéntricos. Pórtico arriostrado en el cual todos los miembros del sistema de arriostramiento están sometidos fundamentalmente a fuerzas normales (*concentrically braced frame, CBF*).

pórticos con arriostramientos en V. Pórticos con arriostramientos concéntricos en el cual el par de arriostramientos diagonales dispuestos por encima o por debajo una viga se conectan en un mismo punto dentro de la luz libre de la viga. Cuando las diagonales intersectan a la viga desde arriba, el arriostramiento se designa como de arriostramientos en V invertida (*V braced frame*).

pórticos con arriostramientos en X. Pórticos con arriostramientos concéntricos que se cruzan cerca de la mitad de la longitud de los arriostramientos. También se llama pórticos con cruces de San Andrés. (*X braced frames*).

pórticos con arriostramientos en Y. Pórticos con arriostramientos excéntricos en el cual el alma de la Y es la viga eslabón del sistema de arriostramiento con diagonales excéntricas (*Y braced frame*).

pórticos con arriostramientos excéntricos. Pórticos arriostrados mediante diagonales en el que por lo menos un extremo de cada arriostramiento está conectado a la viga a una corta distancia de una conexión viga - columna o de otra conexión viga - arriostramiento (*eccentrically braced frame, EBF*).

pórtico espacial. Pórtico cuyo análisis y diseño se realiza en tres dimensiones (*space frame*).

pórtico inestable. Condición bajo la cual la deformada de un pórtico incrementa su flecha lateral bajo un sistema de cargas aplicadas monotónicamente hasta alcanzar un valor máximo denominado carga del límite de estabilidad, después de la cual el pórtico continua deformándose sin que se incremente la carga (*frame instability*).

pórtico no arriostrado. Pórtico en el cual la resistencia a las cargas laterales se suministra únicamente por medio de la resistencia a flexión de los miembros del pórtico y sus conexiones (*unbraced frame*).

pórtico plano. Pórtico cuyo análisis y diseño se realiza en dos dimensiones (*plane frame*). En inglés, cuando el pórtico es de un solo vano, como los pórticos transversales de los puentes de tuberías y algunos puentes de carretera se les denomina *bent* para diferenciarlos de los pórticos (*frames*) que constituyen el conjunto de pórticos en la dirección longitudinal.

pórtico resistente a momento. Pórtico en el cual las fuerzas cortantes sísmicas son resistidas por el corte y la flexión en sus miembros y nodos (*moment frame*).

pórtico rígido. Estructura en el que las conexiones mantienen la relación angular entre las vigas y las columna (*rigid frame*).

pórtico soportado. Pórtico cuya resistencia a cargas laterales o su estabilidad depende de los pórticos adyacentes, arriostrados o no arriostrados. La transferencia de carga frecuentemente se hace mediante la acción de diafragma de los sistemas de pisos o de techos o mediante arriostramientos concéntricos en el plano del techo (*supported frame*).

preparación de borde. Contorno del borde de una pieza preparada especialmente para ser soldada (*edge preparation*).

presilla. Plancha mediante la cual se unen los perfiles metálicos para formar miembros compuestos (*tie plate*).

procedimiento de soldadura. Comprende los materiales, métodos detallados y prácticas utilizadas en la soldadura de una unión particular (*welding procedure, joint welding procedure*).

probeta de columna. Un espécimen corto de columna, lo suficientemente largo para ser usado en la medición de las relaciones tensión - deformación de la sección transversal completa, y suficientemente corto como para evitar el pandeo como columna en los rangos elásticos y plástico (*stub column*).

propiedades de la sección. Conjunto de propiedades inherentes a la geometría, composición y distribución de los materiales de una sección, tales como módulos de sección, tensor de inercia, módulos plásticos, relaciones ancho/espesor, etc. (*sections properties*).

prototipo. Comprende los detalles de diseño y aspectos relevantes de la construcción a ser usados en la edificación real, tales como propiedades de los materiales, las dimensiones de los miembros, las conexiones, etc (*prototype*).

raíz del ala. Porción sobre el alma del radio de transición entre el ala y la soldadura que la une al alma. Es la distancia d_f medida desde la cara exterior del ala (*root of flange*).

recorrido de tensiones. Diferencia algebraica entre los valores máximos y mínimo de las tensiones a que un miembro está sometido bajo cargas cíclicas (*stress range*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

redistribución de momentos. Proceso que resulta en una formación sucesiva de rótulas plásticas hasta que se alcanza la carga máxima. Como resultado de la formación de rótulas plásticas, las partes menos tensionadas de la estructura pueden absorber un incremento de momentos (*redistribution of moments*).

rejilla. Sistema de triangulación de elementos que se utiliza para unir los componentes de un miembro compuesto (*lacing*).

relación de aspecto. En cualquier configuración rectangular, el cociente de la dimensión más larga entre la más corta (*aspect ratio*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

relación de esbeltez. La relación entre la longitud efectiva de una columna respecto a su radio de giro, ambos referidos al mismo eje de flexión (*slenderness ratio*).

relación torque-tensión. Término aplicado a la llave de impacto usada para producir la pretracción especificada para los pernos de alta resistencia (*torque -tension relationship*).

remate . Continuación de una soldadura de filete alrededor de una esquina de una pieza como una extensión del cordón principal (*end return, boxing*).

resistencia teórica. Resistencia calculada según las hipótesis y parámetros normativos correspondientes al agotamiento resistente, antes de aplicar ningún factor de reducción de resistencia (*nominal strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

resistencia minorada. Resistencia nominal multiplicada por un factor de minoración de la resistencia teórica ϕ . (*design strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

resistencia a corte del eslabón. El menor valor de la resistencia minorada al corte desarrollada en la viga eslabón por momento o por corte (*link shear design strength*).

resistencia de post-pandeo. La carga que puede ser soportada por un miembro o plancha luego que ha pandeado (*post-buckling strength*).

respaldo para soldar. Material (sea metal base, metal soldado, asbesto, carbono, fundente granular, gas, etc) que se coloca en la raíz de una junta para soportar el metal fundido mientras se suelda (*backing*).

revenido. Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso consistente en recalentar un acero normalizado o endurecido por templado a una temperatura por debajo del dominio de transformación, y luego enfriado a una velocidad deseada (*tempered*).

revestimientos. La cobertura exterior de los componentes estructurales de una edificación (*cladding*).

rigidez. La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada dividida por el correspondiente desplazamiento (*stiffness*).

rigidez efectiva. La rigidez de un miembro calculada con los momentos de inercia efectivos de su sección transversal (*effective stiffness*).

rigidizador Elemento, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para aumentar su rigidez y estabilidad o resistencia al pandeo local (*stiffener*).

rotación inelástica. En pórticos con arriostramientos excéntricos, el cambio permanente en el valor del ángulo medido en el punto de intersección de la recta que conecta el eje baricéntrico de la viga o viga eslabón en el punto de inflexión con el centroide de la conexión en la cara de la columna. Experimentalmente se calculará a partir del análisis de las deformaciones en el espécimen de ensayo. Para fines de diseño se descontará la porción del ángulo debida a la cedencia previa de la viga (*inelastic rotation of beam-to-column connection*).

sección compacta. Es una sección transversal que desarrolla la distribución plástica de las tensiones con una capacidad de rotación de aproximadamente tres antes de experimentar pandeo local prematuro en su dominio inelástico (*compact section*).

sección esbelta. La sección transversal de un miembro que por poseer elementos esbeltos puede experimentar pandeo local en el rango elástico (*slender-element section*).

sección no compacta. Secciones cuyos elementos puede desarrollar tensiones cedentes en compresión antes de que ocurra el pandeo local, pero incapaces de resistir el pandeo local inelástico en los niveles de deformación requeridos para una total distribución de las tensiones plásticas (*noncompact section*).

sección plástica. Secciones aptas para el diseño plástico. La sección transversal es capaz de mantener la totalidad del momento plástico a través de grandes rotaciones de manera que el mecanismo plástico pueda desarrollarse (*plastic section, plastic design section*).

sistema vertical de arriostramiento. Un sistema de muros estructurales, pórticos arriostrados, o ambos extendidos a través de uno o más pisos de la edificación (*vertical bracing system*).

socavación. Una entalladura que resulta de la fusión y remoción del metal base en los bordes de la soldadura (*undercut*).

sofíto metálico. Lámina de acero estructural acanalada formada en frío, especialmente diseñada para losas mixtas de acero - concreto o para trabajar como diafragma (*steel deck*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura. Coalescencia localizada de metales producida sea por calentamiento a temperaturas apropiadas, con o sin aplicar presión o por aplicación de presión solamente, y con o sin utilización de metal de aporte (*welding*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura abocinada. Dícese de la soldadura de ranura que une algún elemento curvo, debido al perfil similar a una bocina que adopta la soldadura (*flare-groove-weld*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soldadura a tope. Unión soldada entre dos piezas que están aproximadamente en el mismo plano (*butt weld*).

soldadura de canal. Una soldadura efectuada en un agujero alargado de una pieza de una junta solapada o te que la une a la parte de la superficie de la otra pieza expuesta a través del agujero (*slot weld*).

soldadura de filete. Una soldadura de sección aproximadamente triangular que une dos superficies aproximadamente ortogonales, en una junta solapada, o en forma de te o esquina (*fillet weld*).

soldadura de penetración completa. Soldadura de ranura que se extiende completamente a través de la unión y esta fundida al metal base en todo su espesor (*complete penetration weld*).

soldadura de punteo. Soldadura hecha para mantener las partes a soldar apropiadamente alineadas hasta que se efectúe el soldeo definitivo (*tack welds*).

soldadura de ranura Soldadura efectuada en la ranura entre dos piezas a ser unidad (*groove weld*).

soldadura de tapón. Una soldadura circular efectuada a través de un agujero en una pieza de una unión solapada o te (*plug weld*).

solicitaciones mayoradas. Es la demanda local de resistencia, la cual se determina por las combinaciones de las solicitaciones previstas multiplicadas por sus factores de mayoración (*required strength*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

soporte lateral. Miembro diseñado para inhibir el pandeo lateral torsional o pandeo lateral de los miembros primarios de una estructura (*lateral support members*).

subensamblaje. El conjunto del especimen de ensayo y los dispositivos de ensayos pertinentes (*subassembly*).

temperatura entrepasadas. En una soldadura de cordones múltiples, la temperatura del metal depositado al iniciar la siguiente pasada (*interpass temperature*).

temperatura de precalentamiento. Temperatura especificada que el metal base tiene que alcanzar en las áreas destinadas a soldarse inmediatamente antes de que se efectúe ésta operación (*preheat temperature*).

templado. Dícese del acero que ha sido sometido a un proceso de enfriamiento rápido desde una elevada temperatura superior a la de transformación, por contacto con líquidos, gases o sólidos (*quenched*).

tenacidad a la fractura. Medida de la capacidad para absorber energía sin fractura. La resistencia a la fractura se determina generalmente mediante cargas de impacto sobre especímenes que poseen una entalladura de geometría normalizada (*fracture toughness*).

tensión admisible. Tal como se utiliza en el diseño por el método de las tensiones admisibles, es la tensión máxima que se permite bajo cargas de servicio o de utilización previstas (*allowable stress*).

tensión cedente esperada. Es la resistencia mínima especificada a la cedencia multiplicada por el factor de modificación de la tensión cedente mínima especificada R_y (*expected yield strenght*).

tensiones primarias. Cualquier tensión normal o de corte desarrollada por una carga impuesta en las cuales es necesario satisfacer las leyes del equilibrio interno y externo de las fuerzas, momentos y torques. Las tensiones primarias no son autolimitadas (*primary stress*).

tensiones residuales. Son las tensiones remanentes en una estructura o miembro como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de éstos (*residual stress*).

teoría plástica simple. Véase diseño plástico (*simple plastic theory*).

torsión de alabeo. La porción de la resistencia total a la torsión que es suministrada por la resistencia al alabeo de la sección transversal (*warping torsion*).

torsión de Saint Venant. Es la porción de torsión inducida solamente por las tensiones de corte en el miembro. También se le denomina torsión uniforme. (*St. Venant torsion*).

viga - columna. Un miembro que transmite cargas axiales además de momentos flectores y fuerzas cortantes (*beam - column*).

viga. Miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector (*beam, girder*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga armada. Viga cuya sección está compuesta por dos planchas de acero que forman sus alas, unidas a una plancha de una sola pieza que constituye el alma, añadiéndose rigidizadores a uno o ambos lados del alma donde se necesiten (*plate girders*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga acastillada, castillada o castelada. Viga de acero aligerada, de alma expandida con aberturas, fabricada cortando almas laminadas en un patrón zigzagueante parecido a las almenas de los castillos, para después soldarlas y obtener una viga de mayor altura (*open-web expanded beam or girder*). Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98.

viga colectora. En los pórticos con diagonales excéntricas, el segmento de la viga externo a la viga eslabón o link (*beam outside of link*).

viga de alma llena. Véase viga armada (*plate girder*).

viga de celosía. Viga cuya alma esta constituida por elementos dispuestos en triangulación múltiple (*joist*).

viga de palastro. Véase viga armada (*plate girder*).

viga de sección reducida. Reducción de la sección transversal de una viga en una longitud discreta para inducir en el miembro una zona de inelasticidad capaz de disipar la energía sísmica. (*reduced beam section or dog bone*)

viga embutida en concreto. Una viga de acero totalmente embutida en concreto y vaciada con la losa (*concrete-encased beam*).

viga en cajón. Viga cuya sección está compuesta por dos planchas que constituyen sus alas, unidas a otras dos planchas que forman sus almas, rigidizándose internamente por medio de planchas llamadas diafragmas donde se necesiten (*box girder*).

viga eslabón o eslabón. En los pórticos con arriostramientos excéntricos es el segmento de viga que va de columna a columna, localizado entre el extremo de un arriostramiento diagonal y una columna o entre los extremos de dos arriostramientos diagonales del pórtico arriostrado excéntricamente. La longitud del eslabón se define como la distancia libre entre el arriostramiento diagonal y la cara de la columna o entre los extremos de las dos arriostramientos diagonales (*link*).

zona de panel. Área de conexión viga - columna limitadas por las alas de las vigas y la columna (*panel zone*).

zona plástica. La región de un miembro que ha cedido (*plastic zone*).

COMENTARIO

PARTE C-1 REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO C-1 VALIDEZ, ALCANCE Y ORGANIZACIÓN

C-1.1 VALIDEZ

Esta Norma está basada fundamentalmente en los siguientes documentos del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC, con las modificaciones pertinentes:

Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Diciembre 1993 (2da. Edición).

AISC LRFD Specification (1993) Supplement No. 1, Enero 1998.

AISC LRFD Specification (1999) Draft, Julio 1999.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Abril 1997 (3ra. Edición).

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Supplement No.1 , Febrero 1999.

Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members, Diciembre 1993 (1ª Edición).

También se han incorporado aspectos de los documentos citados a continuación:

Terminología de las Normas COVENIN MINDUR de Edificaciones. Norma COVENIN – MINDUR 2004-98.

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1997.

Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames, Publicación FEMA No. 267, Agosto 1995.

Interim Guidelines Advisory No. 1, Supplement to FEMA 267. Publicación FEMA No. 267a , Marzo 1997.

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)

Eurocódigo 3 Proyecto de Estructuras de Acero, 1996.

Eurocódigo 4 Proyecto de Estructuras mixtas Hormigón y Acero, 1995.

Eurocódigo 8 Disposiciones para el Proyecto de estructuras Sismorresistentes, 1998.

European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones, 1988.

Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSA-S16.1-M94, 1994.

Criteria for the Design of Composite Slabs, CSSBI S3-88, Noviembre 1988.

Se complementarán las disposiciones de esta Norma y las de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* en lo referente a la adecuación, el reforzamiento o la reparación de estructuras de acero o estructuras mixtas acero – concreto con publicaciones especializadas [NEHRP 1997c].

Para la fecha de elaboración de la presente Norma estaba vigente la COVENIN – MINDUR 1753-85 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones* basada en el Código ACI 318-83, y el American Concrete Institute anunciaba la versión ACI 318-99, por lo que el usuario de esta Norma podrá hacer uso de la disposición transitoria de la Sección 3.3.1 de la Norma 1756-98.

Durante el lapso de provisionalidad de esta Norma, se podrá usar la versión 1618-82 utilizando las Disposiciones Transitorias. El Método de los Estados Límites utilizado en la presente Norma asegura su congruencia con las otras publicadas por la Comisión, y en su elaboración se rescataron y actualizaron aquellos aspectos de la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 que todavía tienen validez, adaptándolas al formato del Método de los Estados Límites.

Siguiendo el espíritu didáctico de la versión anterior de la Norma 1618, se suministra al final del Comentario la bibliografía y algunas direcciones de interés (tanto física como electrónicas).

C-1.2 ALCANCE

Esta Norma se aplicará a las estructuras de acero y estructuras mixtas acero – concreto , excepto cuando sean necesarias disposiciones suplementarias o requisitos más exigentes como por ejemplo en los casos que se enumeran a continuación:

- (a) Tipos de construcciones inusuales.
- (b) Estructuras de acero que:
 - (i) Tengan grandes alturas o luces (Véase el Apéndice F),
 - (ii) requieran ser movibles o rápidamente desmanteladas,
 - (iii) están expuestas a severas condiciones ambientales o posibles acciones severas tales como las que resultan del impacto de un vehículo o una explosión,
 - (iv) requieran satisfacer exigencias estéticas, de arquitectura, u otros requisitos de naturaleza no estructural,

- (v) emplean materiales no incluidos en el Capítulo 5,
- (vi) tiene otros rasgos o características especiales que pueden afectar el diseño, la fabricación y/o el montaje,
- (vii) tanques o recipientes a presión, postes y pilotes.

Se mantiene el criterio de la primera versión de esta Norma, de excluir de su alcance los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (*joist*) que se rigen por normas particulares [Gutiérrez, 1982]. En los respectivos Comentario de estas normas específicas se exponen detalladamente los conceptos fundamentales por los cuales pueden no ser aplicables los conceptos desarrollados para perfiles de sección abierta, laminados o soldados. Una confirmación de lo acertado de esta decisión de la Comisión ha sido la publicación en 1997 de una norma y un manual específico para las secciones tubulares por parte del Steel Tube Institute of North America con el copatrocinio del American Institute of Steel Construction, AISC, y el American Iron and Steel Institute, AISI. Los perfiles Z que se mencionan en esta Norma se refieren a productos laminados en caliente. Para el proyecto de los miembros estructurales de acero formados en frío, constituidos por perfiles de esquinas redondeadas y elementos planos esbeltos, se recomienda utilizar la norma *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members*, 1996, del Instituto Americano del Hierro y el Acero, AISI.

C-1.5 RESPONSABILIDADES

De acuerdo con la *Ley de Ordenación Urbanística* la confiabilidad de la edificación y la aplicación de esta Norma supone el cumplimiento de las siguientes premisas:

1. Las estructuras de acero o las estructuras mixtas acero -concreto son planificadas, diseñadas, fabricadas, montadas, construidas y mantenidas por profesionales calificados y experimentados.
2. Cumplimiento de planes de aseguramiento de la calidad y una adecuada inspección durante todas las etapas de ejecución de los trabajos.
3. Los materiales y productos utilizados son los especificados en los documentos contractuales del proyecto.
4. El uso de la edificación será el indicado en la Memoria Descriptiva del proyecto estructural. Todo cambio de uso o modificación se registrará por la Sección 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.
5. El sistema de fundaciones tiene el mismo Nivel de Diseño de la superestructura, de acuerdo con lo dispuesto en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.
6. La edificación será adecuadamente mantenida durante su vida útil.

C-1.6 MÉTODOS DE DISEÑO

El Método de los Estados Límites involucra consideraciones explícitas sobre los estados límites, los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica obtenidos probabilísticamente de manera de tener un método de diseño más racional, confiable y en la mayoría de los casos con una economía global. No deben esperarse diseños radicalmente diferentes de los obtenidos con el Método de las Tensiones Admisibles, entre otras razones porque se la calibración del Método de los Estados Límites se ha hecho a partir de diseños representativos con los métodos anteriores. El nuevo ingrediente es el modelo matemático probabilístico utilizado en el desarrollo de los factores, de manera de sopesar con precisión la manera en que pueden ser determinados. Pero por otra parte, el Método de los Estados Límites suministra una metodología más racional para transferir los resultados de los ensayos experimentales a disposiciones normativas. Como resultado práctico, un diseño más racional conduce a una confiabilidad más uniforme.

El Método de los Estados límites permite el uso de métodos de análisis elásticos y plásticos. Bajo una combinación particular de solicitaciones, las fuerzas y los momentos pueden ser determinados mediante un análisis plástico siempre que se cumplan con los siguientes requisitos:

- 1) Los aceros utilizados cumplen con los requisitos del Capítulo 5 y exhiben las características tensión - deformación que se exigen para la redistribución de momentos.
- 2) Las relaciones ancho / espesor cumplen con los requisitos para secciones plásticas dadas en el Capítulo 4.
- 3) Los miembros están arriostrados lateralmente de acuerdo con los requisitos para cada Nivel de Diseño, ND.
- 4) Existen rigidizadores en el alma de los miembros en aquellos puntos de aplicación de cargas donde se espere la formación de rótulas plásticas.
- 5) Los empalmes en las vigas y columnas se han diseñados conforme a los requisitos del Artículo 21.7.
- 6) Los miembros no están sometidos a grandes cargas repetidas de impacto o de fatiga, y se ha tomado en cuenta la influencia de la deformación inelástica sobre la estabilidad y la capacidad de la estructura.

Las Disposiciones Transitorias se aplicarán conjuntamente con la Norma COVENIN - MINDUR 1618 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción.* para lo cual las solicitaciones de servicio deberán ser transformadas en solicitaciones mayoradas consistentes con los requisitos sismorresistentes de la presente Norma. Para convertir las tensiones admisibles en resistencias teóricas equivalentes deberán multiplicarse por 1.7 las tensiones admisibles La resistencia de agotamiento resistente se determinará multiplicando las resistencias teóricas por el correspondiente factor de minoración de resistencia. Se adecuará la clasificación de los sistemas estructurales, sus miembros y conexiones a los de la presente Norma.

CAPÍTULO C-2 NOTACIÓN Y UNIDADES

C-2.1 GENERALIDADES

Se ha tratado de mantener la notación de las normas AISC excepto cuando colide con las adoptadas por la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano en 1976 para todas sus normas. La notación del AISC entre paréntesis al final de cada definición permite establecer la equivalencia precisa. Conforme al Apéndice A de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN - MINDUR de Edificaciones*, en esta versión se ha minimizado el uso de letras griegas y de simplificar la notación, para lo cual se han utilizado los criterios de notación de la norma internacional ISO 3898 *Bases for design structures – Notation - General Symbols* y los *Eurocódigos*. El significado de la notación se complementa con el vocabulario del Apéndice G.

C-2.3 UNIDADES

La Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones decidió en 1976 seguir utilizando el sistema técnico Metro - Kilogramo fuerza - Segundo y no adoptar aún el Sistema Internacional SI Metro - Kilogramo masa - Segundo, en donde la unidad de fuerza es el Newton (N) y la de presión el Pascal (Pa), igual a un Newton sobre metro cuadrado (N/m^2). Solamente cuando sea necesario se coloca entre paréntesis las unidades del sistema inglés. Véase el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 2004-98 para una explicación más detallada sobre los sistemas de unidades.

La conversión al Sistema Internacional se efectuará mediante las siguientes equivalencias:

$$1000 \text{ kgf} = 9807 \text{ N} = 9.807 \text{ kN}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.09807 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ ksi} = 6.895 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \text{ kgf/cm}^2$$

En la precisión de las conversiones numéricas se ha tratado de conservar el mismo número de cifras significativas, máximo tres, del original. Para el Módulo de Elasticidad del acero, E , se ha tomado el valor generalizado en Europa de $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, tradicionalmente adoptado por la Comisión de Normas, en lugar de la conversión $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($29 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2$), y correspondientemente se ajustaron los factores de las fórmulas adimensionales.

Todas las tensiones que aparecen en esta Norma, incluyendo el valor aplicable de la tensión de cedencia, F_y , se expresan en kilogramos-fuerza sobre centímetros cuadrados (kgf/cm^2). En esta norma *tensión de cedencia* denota bien sea el mínimo punto de cedencia especificado para aquellos aceros que tienen un punto de cedencia o la resistencia mínima de cedencia especificada para los aceros que no lo tienen [COVENIN - MINDUR 2004-98].

En la Fig. C-2.1 se indica el uso de la notación en diferentes secciones de perfiles de acero.

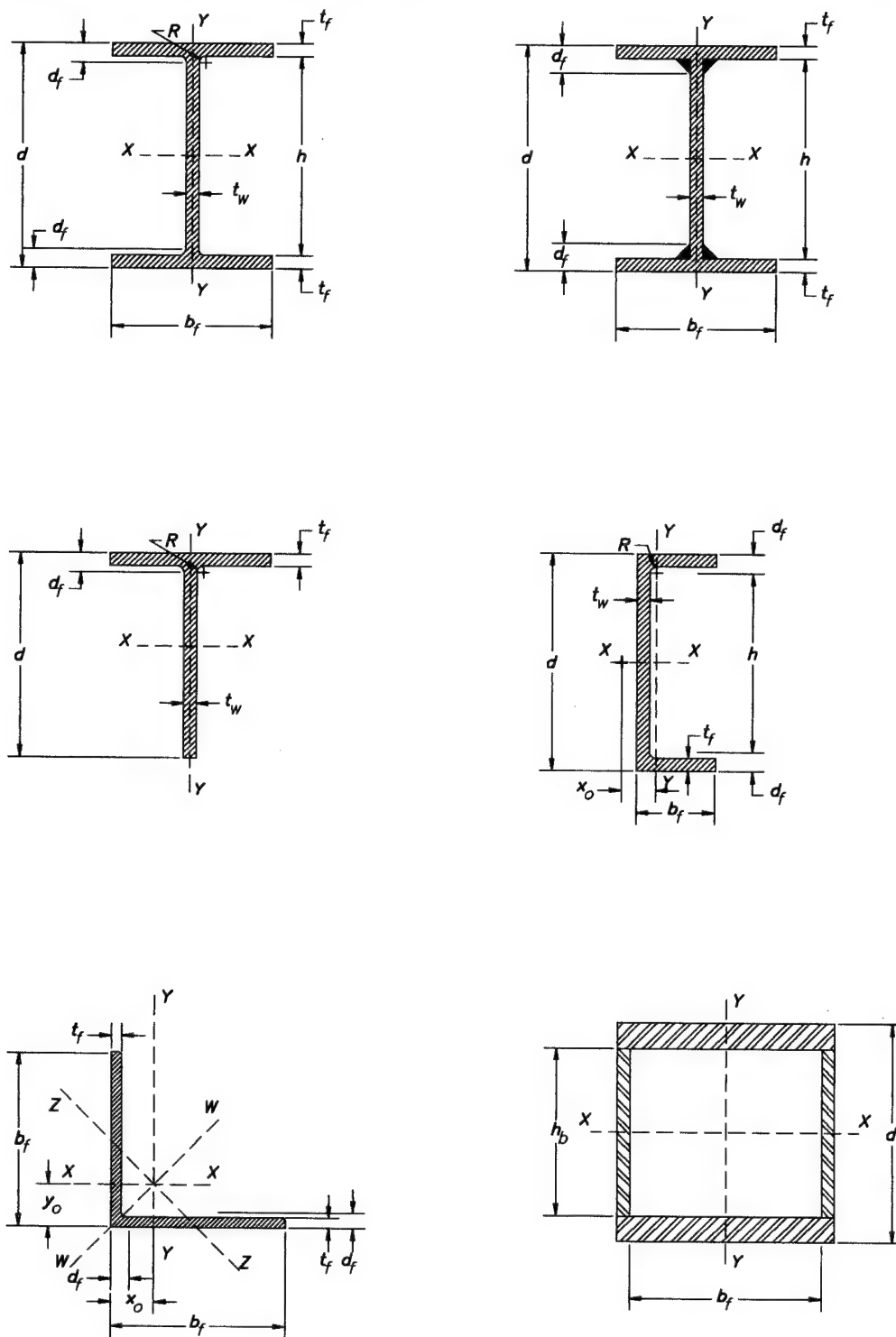


FIGURA C-2.1. Notacion para las secciones.

CAPÍTULO C-3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES

C-3.1 ALCANCE

La ductilidad inherente al material acero puede perderse por prácticas inadecuadas de diseño, fabricación o construcción. Las disposiciones sismorresistentes de esta Norma están orientadas a conservar en la estructura la ductilidad propia del material. La necesidad de clasificar las estructuras en las categorías definidas en este Capítulo obedece a que los requisitos para el proyecto, la fabricación, el montaje o la construcción, y la inspección de las edificaciones de acero o construcciones mixtas acero – concreto varían según su ubicación en las diferentes zonas sísmicas en que se ha dividido al país, a la respuesta esperada bajo las acciones sísmicas, y a los métodos de análisis, diseño, detallado y aseguramiento de calidad a emplear en cada caso. Por este motivo, esta Norma deberá usarse conjuntamente con la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*.

C-3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL

La clasificación por Tipos estructurales de esta Norma ha tomado en cuenta los criterios más recientes de la normativa europea y norteamericana [ECCS 1991, 1994; NEHRP 1997, ICBO 1997], y tiene como finalidad facilitar al ingeniero la identificación de las zonas de disipación de energía que requieren un análisis, detallado y fabricación mucho más cuidadosos, como se muestra en la Fig. C-3.1. Conforme a las nuevas tendencias, la clasificación ha incorporado a las estructuras mixtas acero-concreto.

La Tabla C-3.1 muestra la correspondencia entre la clasificación de esta Norma, la contemplada en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y las normas norteamericanas (NEHRP, AISC, SEAOC, UBC, ASCE, etc) para los sistemas resistentes a sismos.

A continuación se indica el significado de los acrónimos AISC utilizados en las Tablas C-3.1:

Estructuras de acero

EBF	Pórticos con arriostramientos excéntricos (Eccentrically Braced Frames). Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.
IMF	Pórticos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía Intermedia (Intermediate Moment Frames).
OCBF	Pórticos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Concentrically Braced Frames).

OMF	Pórticos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Moment Frames).
SCBF	Pórticos con arriostramientos concéntricos con capacidad especial de disipación de Energía (Special Concentrically Braced Frames).
SMF	Pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (Special Moment Frames).
STMF	Pórtico resistente a momento con vigas de celosías con capacidad especial de disipación de energía (Special Truss Moment Frames).

Estructuras mixtas acero – concreto:

C- EBF	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos (Composite Eccentrically Braced Frames). Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.
C- IMF	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía intermedia (Composite Intermediate Moment Frames).
C- OCBF	Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía (Composite Ordinary Concentrically Braced Frames).
C- OMF	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (Composite Ordinary Moment Frames).
C-ORCW	Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero , con capacidad mínima de disipación de energía (Ordinary Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).
C- PRMF	Pórticos resistentes a momentos con conexiones mixtas parcialmente restringidas (Composite Partially Restrained Moment Frames)
C- SCBF	Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con capacidad especial de disipación de energía (Composite Special Concentrically Braced Frames).
C- SMF	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (Composite Special Moment Frames).
C-SPW	Muros estructurales reforzados con planchas de acero cuyos miembros de borde son perfiles de acero o de sección mixta acero – concreto (Composite Steel Plate Shear Walls).
C-SRCW	Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero , con capacidad especial de disipación de energía (Special Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).

Véase en el Apéndice A de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98 la discusión sobre la traducción de “composite” por mixta.

C3.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

Los terremotos de Northridge en 1994 y Hyogo-Ken Nambu (Kobe) en 1995, modificaron sustancialmente los conceptos que hasta entonces se tenían del comportamiento sismorresistente de las estructuras de acero [Bruneau et al., 1988; Gutierrez, 1997b). En esta Norma se refleja ese impacto en la introducción del concepto de Niveles de Diseño para estructuras de acero o mixtas acero –concreto. El Nivel de Diseño se asigna en función de la energía que se espera disipar a través de las deformaciones inelásticas controladas durante la respuesta no elástica del sistema resistente a sismos. Por este motivo, la clasificación por Niveles de Diseño limita el uso de cada Tipo estructural en las diferentes zonas sísmicas contempladas en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 a la vez que define los requisitos para el análisis, el diseño, el detallado, la inspección y el aseguramiento de la calidad. Estas limitaciones y requisitos son más exigentes en la medida que es mayor el Nivel de Diseño.

La Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 asigna a cada Nivel de Diseño un valor del factor de modificación de respuesta, R , para calcular las ordenadas del espectro de diseño. Se observará en la Tabla C-3-1 que no aparecen los pórticos con arriostramientos concéntricos para el Nivel de Diseño ND2 ni los pórticos con arriostramientos excéntricos para los Niveles de Diseño ND2 y ND1, porque no han sido definidos por el AISC [AISC, 1997]. En la Tabla C-3.2 se indican los requisitos que cumplirán los diferentes sistemas estructurales para poder usar estos factores. Los sistemas duales se corresponden al Tipo II de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

C-3.4 CLASIFICACIÓN SEGUN EL TIPO DE CONEXIONES

Congruente con la tendencia a nivel mundial que prestan cada vez mayor atención a las conexiones semirrígidas [AISC, 1996; Chen, W.F. et al, 1994], esta Norma ha adoptado la clasificación de los Tipos de construcción en atención a la rigidez a flexión de sus conexiones en los dos Tipos adoptados por el AISC. El ingeniero incorporará en el proyecto estructural el grado de restricción de las conexiones, tomando en cuenta la reducción de la rigidez en las mismas sobre la estabilidad de la estructura y sus efectos en la magnitud de los efectos de segundo orden.

En la estructuración con conexiones totalmente restringidas, la continuidad de vigas y columnas es fundamental para suministrar la capacidad resistente, excepto cuando esa capacidad se provee mediante arriostramientos o muros, y se admite usualmente en los análisis que las conexiones son lo suficientemente rígidas como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan. La construcción con conexiones totalmente restringida, Tipo TR puede diseñarse por métodos elásticos o plásticos cuando se cumplen las respectivas exigencias normativas.

La estructuración con conexiones parcialmente restringidas tiene como objetivo fundamental lograr un diagrama de momentos más compensados que el producido con conexiones total o parcialmente restringidas. El comportamiento de las conexiones parcialmente restringidas es bastante complejo,

porque hay que controlar el balance adecuado entre la resistencia y la deformabilidad resultante, por lo que su diseño se basa en conexiones precalificadas mediante ensayos. Dentro de las conexiones parcialmente restringidas, las conexiones consideradas totalmente flexibles se diseñan para resistir solamente fuerzas cortantes y los extremos de las vigas están libres de girar bajo las cargas gravitacionales. No obstante, estas conexiones pueden desarrollar momentos flectores de poca magnitud que podrán ser del orden de un 10% del momento correspondiente a un grado de restricción total, pero que no se consideran en el diseño.

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN MINDUR 1756-98 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

a) ESTRUCTURAS DE ACERO

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF). R = 6</p> <p>Pórticos resistentes a momento con vigas de celosía (STMF) R = 5</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF) + Pórticos con arriost. excéntricos (EBF) R = 5</p> <p>Pórticos resistentes a momentos (SMF) + Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 5</p>	<p>Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p>	<p>Pórticos con arriost. Excéntricos (EBF) R = 6 o 5, según la conexión viga colectora columna.</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (SMF) R = 2</p>
ND2	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 4.5</p>	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF)+ Pórticos con arriost. concéntricos (SCBF) R = 4</p>	No aplica	No aplica	<p>Pórticos resistentes a momento (IMF) R = 1.5</p>
ND1	<p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 2.5</p>	<p>Pórticos (OMF) + Pórticos con arriost. Concéntricos (OCBF) R = 2.25</p>	<p>Pórticos con arriost. concéntricos (OCBF) R = 2</p>	No aplica	<p>Pórticos resistentes a momento (OMF) R = 1.25</p>

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF) R = 6	Pórticos resistentes a momento (C-SMF) + C-EBF o C- SCBF o C-SRCW o C-SPW R = 5	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, vigas y arriost. concéntricas de acero o mixtas (C-SCBF) R = 4	Pórticos resistentes a momentos con columnas de concreto o mixtas, vigas de acero o parcialmente mixtas, y arriost. excéntricos de acero (C-EBF) R = 6	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF). R = 2.0
			Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de sección mixta (C-SRCW) R = 4	Muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta (C –SPW) R = 5	

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

**b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO
(continuación)**

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I	II	III	IIIa	IV
ND2	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF) R = 4	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF) + C-SCBF o C-ORCW R = 4	No aplica	No aplica	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-IMF). R = 1.50
	Pórticos resistentes a momento con columnas de acero y vigas mixta, con conexiones mixtas parcialmente Restringsidas (C-PRMF) R=4				

TABLA C-3.1 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA, LOS DE LA TABLA 6.4 DE LA NORMA COVENIN - MINDUR 1756 Y LOS DE LAS NORMAS NORTEAMERICANAS (AISC, UBC, etc.)

**b) ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO – CONCRETO
(continuación)**

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I	II	III	IIIa	IV
ND1	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas acero-concreto (C-OMF) R= 2.25	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas acero – concreto (C-IMF)+ C-OCBF R= 2.5	Pórticos resistentes a momentos con columnas de concreto o mixtas, vigas y diagonales concéntricas de acero o mixtas acero – concreto (C-OCBF) R = 2.25 Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de sección mixta (C-ORCW) R = 2.25	No aplica	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas mixtas acero-concreto (C-OMF) R= 1.0

TABLA C-3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA

SISTEMA ESTRUCTURAL	NIVEL DE DISEÑO		
	ND1	ND2	ND3
PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS			
1. Pórticos de acero	Artículo 11.2	Artículo 11.3	Artículo 11.4
2. Pórticos de acero con vigas de celosía.	No aplica	No aplica	Artículo 11.5
3. Pórticos de acero con arriost. concéntricos.	Artículo 12.2	No aplica	Artículo 12.3
4. Pórticos de acero con arriost. excéntricos	No aplica	No aplica	Capítulo 13
SISTEMAS DUALES Pórticos de acero resistentes. A momento combinados con:			
1. Pórticos con arriost. concéntricos.	Art. 11.2 + 12.2	No aplica	Art. 11.4 + 12.3
2. Pórticos con arriost. excéntricos.	No aplica	No aplica	Art. 11.4 + Cap.13

**TABLA C-3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA LOS TIPOS
ESTRUCTURALES DEFINIDOS EN ESTA NORMA
(continuación)**

SISTEMA ESTRUCTURAL	NIVEL DE DISEÑO		
	ND1	ND2	ND3
SISTEMAS MIXTOS ACERO – CONCRETO			
a) Con pórticos			
1. Pórticos con Columnas de concreto o mixtas y vigas de acero o mixtas.	Sección 25.2.1	Sección 25.2.2	Sección 25.2.3
2. Pórticos con col. de acero y vigas mixtas con conexiones PR.	No aplica	Artículo 25.3	No aplica
3. Pórticos con col. de concreto o mixtas, vigas y arriost. concentricos de acero o mixtos.	Sección 25.4.1	No aplica	Artículo 25.4.2
4. Pórticos con col. de concreto o mixtas, vigas de acero parcialmente mixtas y arriostramientos excéntricos	No aplica	No aplica	Sección 25.5 y Cap.13
b) Con muros estructurales			
5. Muros de concreto o mixtos	No aplica	No aplica	Artículo 25.6
6. Muros de concreto con miembros de bordes mixtos			Artículo 27.2
7. Muros reforzados con planchas de acero, y miembros de borde de acero o mixtos			Artículo 27.3

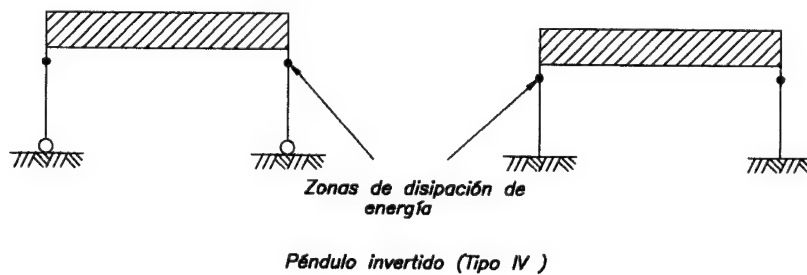
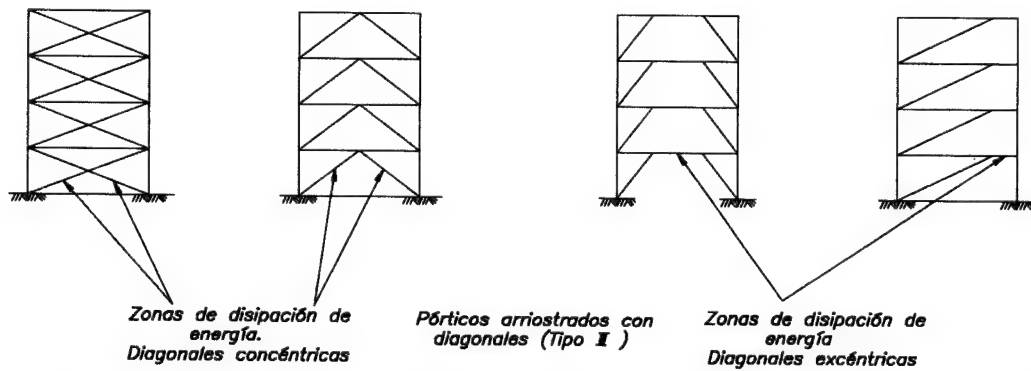
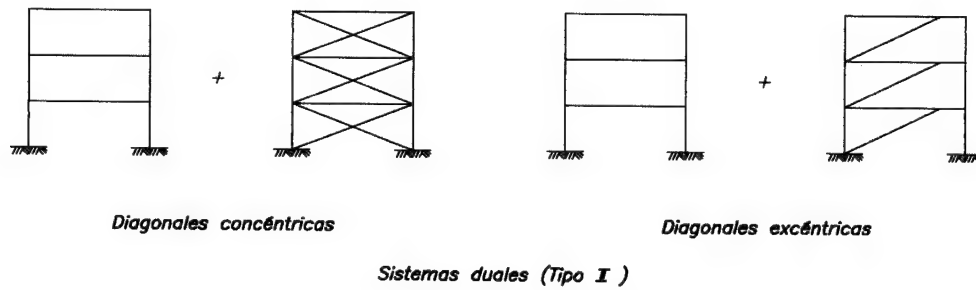
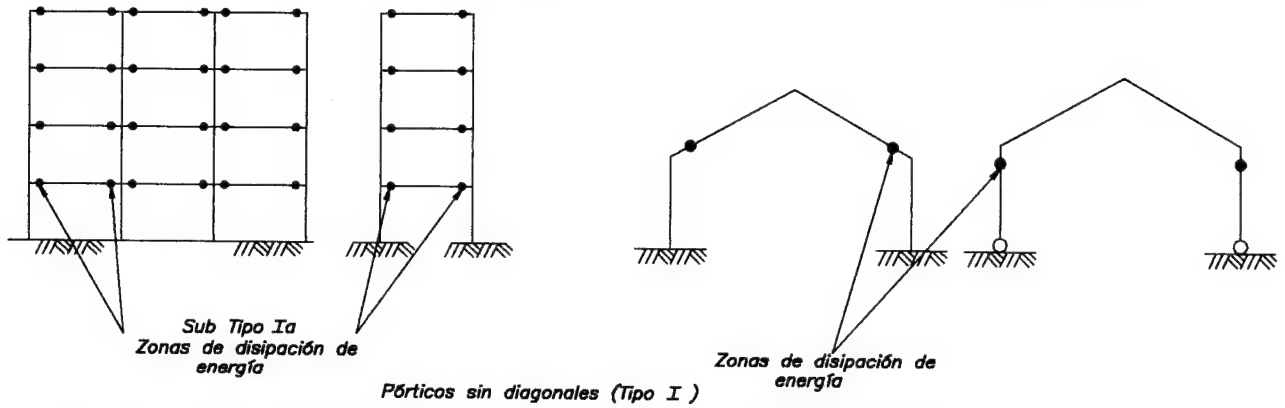


FIGURA C-3.1. Tipos estructurales en acero según la tabla C-3.1 (a)

CAPÍTULO C- 4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS Y SUS ELEMENTOS

C-4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS DE ACERO

La clasificación de las secciones de acero de esta Norma difiere de la contenida en la Norma AISC-LRFD 93, en que se ha introducido la clasificación de secciones plásticas, requerida en el diseño sismorresistente para garantizar una capacidad de rotación inelástica de 7 a 9 veces la rotación elástica [Chopra y Newmark, 1980; Galambos, 1976]. Por este motivo, los valores de la relación ancho / espesor que aparecen en las Tablas B5.1 y C-B5.1 de la Norma AISC-LRFD-93, se presentan en la Tabla 4.1. La clasificación de las secciones en secciones plásticas, compactas y no compactas es común en otras normas de diseño en acero [CSA, 1989; NZS, 1997].

La Fig. C-4.1 ilustra los requisitos establecidos en la Tabla 4.1 para el cálculo de la relación ancho / espesor, b / t , a ser comparados con los valores límites de λ que definen la frontera entre cada tipo de sección. En esta misma Tabla se observa que los elementos pueden ser comprimidos por compresión normal, compresión por flexión o por flexocompresión. Donde las relaciones ancho / espesor de los elementos comprimidos no excedan el valor de λ_r , no será necesario considerar el pandeo local elástico en la capacidad resistente de la sección. Donde se exceda el valor límite de λ_r , en el diseño se deberá considerar la capacidad resistente al pandeo elástico de acuerdo con el Apéndice A, excepto las vigas armadas y las vigas de alma esbelta capaces de desarrollar resistencia de post-pandeo. Estas vigas se diseñarán de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 17, que permite incorporar la acción del campo de tracción.

Los valores límites de λ_p y λ_r especificados en la Tabla 4.1 son similares a los de la Norma AISC - ASD 1989 y la Tabla 2.3.3.3 presentada por Galambos [1976], excepto que el valor $\lambda_p = 0.376\sqrt{E/F_y}$, limitado por Galambos [1976] a vigas isostáticas y vigas continuas cuando los momentos se obtienen de un análisis elástico, ha sido adoptada para todas las condiciones sobre la base de los trabajos de Yura et al.[1978]. Los valores límites dados en la Tabla 4.1 están basados en el análisis de resultados experimentales [Galambos, 1988]. De este mismo análisis se obtuvo la fórmula para la determinación de la capacidad de momento inelástico consignada en la Tabla del Apéndice B. Siguiendo las recomendaciones del Comité de Estabilidad, SSRC [Galambos, 1988], y el enfoque empleado para otras secciones con elementos esbeltos comprimidos, se usará el factor de minoración ϕ_{as} para tomar en cuenta la interacción entre el pandeo local y el pandeo general del miembro. El factor de minoración ϕ_{as} representa la razón entre la tensión de pandeo local y la tensión cedente.

Como se puede apreciar en la Fig. C-4.1, la definición del ancho y el espesor de los elementos comprimidos coincide con el de la norma AISC -ASD 1978, salvo modificaciones menores. Su aplicabilidad se ha extendido a secciones flexionadas, así como también a las secciones asimétricas y secciones híbridas.

Para miembros de sección compuesta en forma de I comprimidos normalmente, se ha introducido el término k_c para tomar en cuenta la interacción alma - ala en el pandeo local del ala. Debido a que la teoría indica que la interacción alma - ala es tan severa en compresión normal como en flexión, se utiliza la misma fórmula para ambos tipos de solicitaciones. Se han excluido de este criterio las secciones laminadas porque no existen secciones estándar con proporciones donde tal interacción pueda ocurrir. En las secciones compuestas la interacción produce una reducción en la resistencia al pandeo local de las alas, similar a la que ocurre en almas delgadas rigidizadas. En los ensayos conducidos por Johnson [1985], el límite máximo de 0.763 correspondió a $F_{cr} = 0.67 E / \lambda^2$, tensión utilizada como resistencia de pandeo local en las primeras ediciones de las Normas AISC - ASD y LRFD. Se requiere de una relación $h / t_w = 27.5$ para alcanzar el valor de $k_c = 0.763$. Si $h / t_w > 5.61\sqrt{E / F_y}$, se usará $h / t_w = 5.61\sqrt{E / F_y}$, en la fórmula de k_c , con lo cual se obtiene el valor del límite inferior de 0.35.

C-4.1.1.1 Redistribución de momentos

La redistribución arbitraria del 10% de los momentos producidos por las cargas gravitacionales en las secciones de los apoyos, constituye un reconocimiento parcial a los principios del diseño plástico. La Figura C-4.2 ilustra como se efectúa la redistribución de los momentos determinados de un análisis elástico, comparando los diagramas de momentos calculados con los diagramas resultantes de aplicar esta Subsección. Las disposiciones contenidas en esta Norma proporcionan aproximadamente la misma economía total que el diseño de acuerdo a las reglas de diseño plástico.

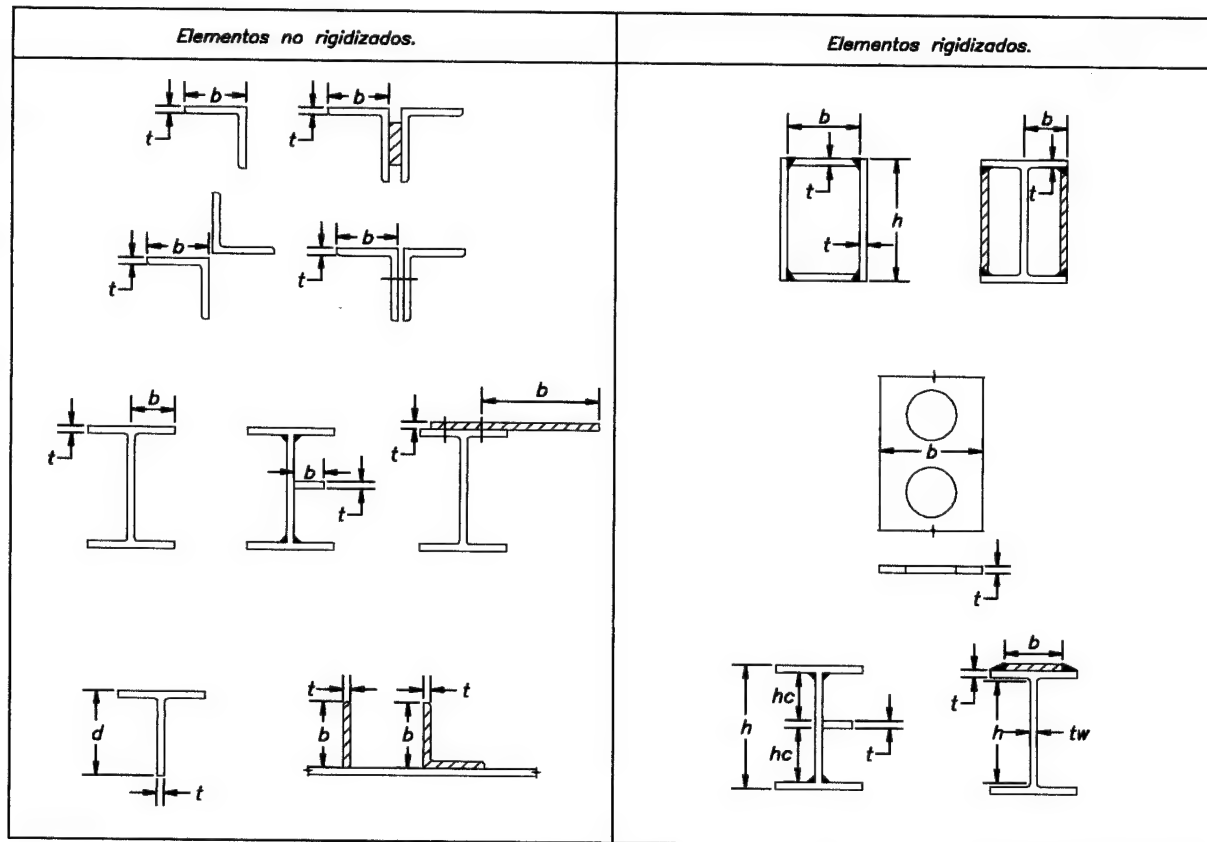


FIGURA C-4.1. Relaciones ancho/espesor para elementos comprimidos.

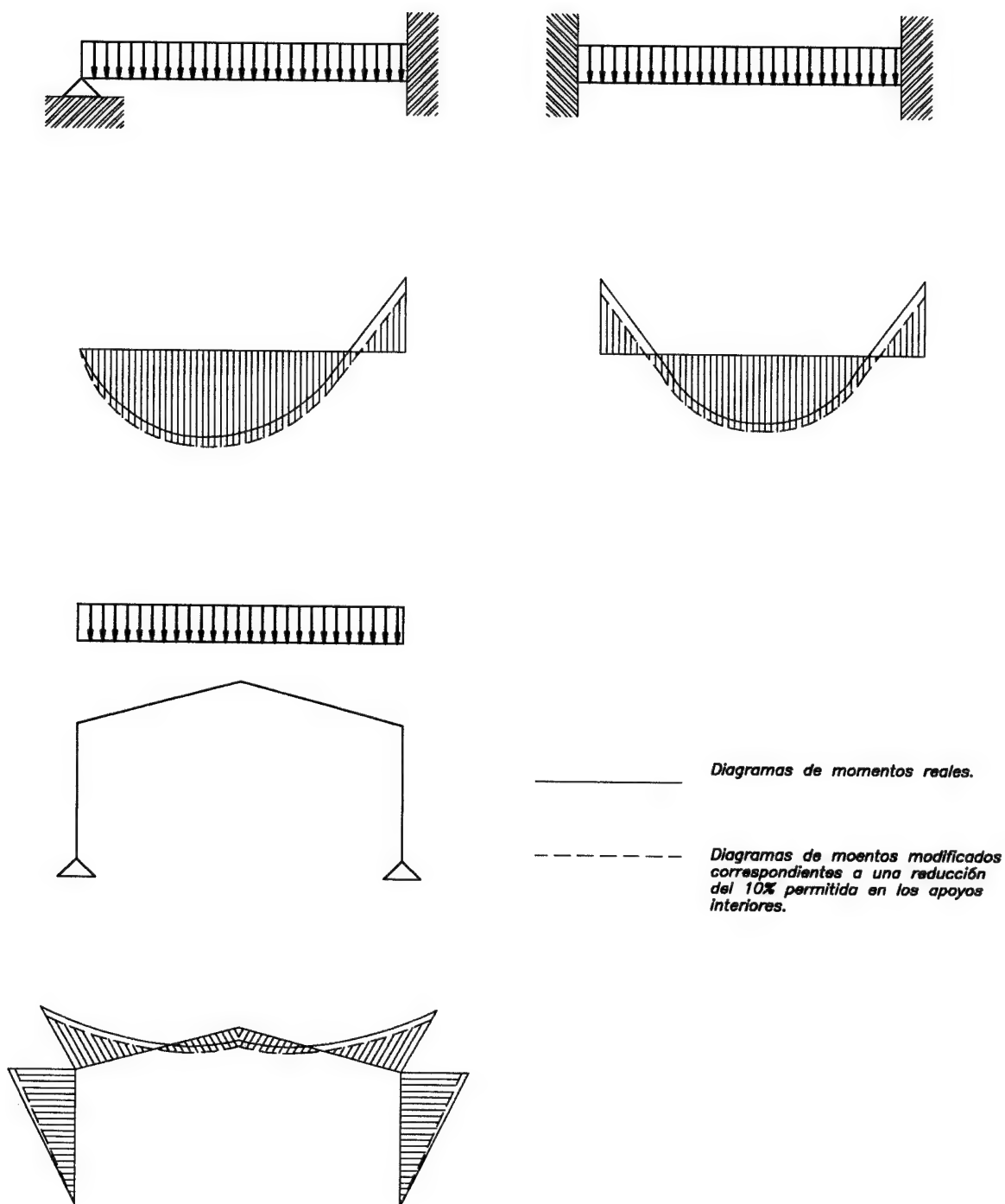


FIGURA C-4.2. Redistribución de momentos.

CAPÍTULO C-5 MATERIALES

C-5.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

De los ensayos para identificar aceros, se utilizará para el diseño el menor valor especificado para ese acero, una vez identificado.

C-5.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

C-5.2.1 Aceros estructurales

El ingeniero estructural deberá especificar materiales que son fácilmente obtenibles en el mercado y explícitamente aptos para el diseño sismorresistente, tomando en cuenta sus propiedades de ductilidad y soldabilidad. En general los aceros seleccionados poseen las siguientes características:

- (a) Relación $F_y / F_u \leq 0.85$
- (b) Una pronunciada rama de deformación inelástica a partir del punto cedente
- (c) Gran capacidad de deformación inelástica. Por ejemplo la elongación en probetas de 50 mm (2 plg.) sometidas a tracción es del veinte por ciento (20%) o más.
- (d) Buena soldabilidad para el comportamiento inelástico.

Ningún otro acero podrá ser usado sin que se demuestre previamente que satisface los criterios de esta Sección. Para demostrar la aceptabilidad de un acero, tal como el requerido en pórticos con Nivel de Diseño ND3, se recomienda calificar las conexiones mediante los ensayos especificados en el Apéndice F.

Por las razones expuestas en C-1.2, los perfiles tubulares están excluidos del alcance de esta Norma, por lo que no debe interpretarse la referencia a las calidades de acero utilizados en la fabricación de los mismos como una autorización de la presente Norma para el diseño con tubulares.

El acero ASTM A913/A913M Grado 65 está precalificado por las Normas UBC 1997 y NEHRP 1997 para ser utilizado en aquellos miembros que no incursionan significativamente en cedencia, tal como las columnas de los pórticos resistentes a momento diseñados bajo la filosofía de columnas fuertes y vigas débiles. Véase el Comentario C-11.4.6.

C-5.2.2 Factor de modificación de la tensión de cedencia del acero

Las fracturas frágiles observadas en las conexiones viga – columna en el terremoto de Northridge son el resultado de una compleja combinación de variables [Galambos y Ravindra, 1978; Gilmor, M, 1997]. Uno de los factores que se ha reconocido es que la tensión cedente en las vigas es mucho mayor que la tensión cedente mínima especificada, F_y , lo cual incrementa considerablemente la demanda sobre la conexión. Los valores dados al factor de modificación, R_y , se consideran un promedio

razonable, si bien se reconoce que no es un máximo. Alternativamente, la tensión cedente esperada, F_{ye} , podrá ser determinada mediante ensayos de acuerdo con los requisitos para un grado especificado de acero, conforme la Norma COVENIN 299-89. *Materiales metálicos. Ensayo de tracción.*

Los mayores valores de R_y para los acero ASTM A36/A36M y A572/A572M Grado 42 reflejan las propiedades corrientemente observadas en perfiles W con estos grados de acero. El AISC y el *Structural Shape Producers Council* (Consejo de Productores de Perfiles Estructurales), SSPC, han venido desarrollando una nueva especificación para perfiles estructurales que permita resolver el problema de los llamados aceros duales. Finalmente en 1998 el ASTM adoptó formalmente la nueva especificación para perfiles estructurales con tensión cedente mínima especificada, F_y , de 50 ksi (3515 kgf/cm²) bajo la denominación ASTM A992 [Cattan, 1999; AISC, 1997].

C-5.2.3 Requisitos de tenacidad

Se han extendido los requisitos de tenacidad de la Sección 5.5. al Grupo 3 de la Norma ASTM A6/A6M, cuando forman parte del sistema resistente a sismos.

Recientemente, el AISC [AISC, 1997] ha dado recomendaciones preliminares para tratar una zona potencial de bajo valores de tenacidad en perfiles laminados W, adyacente a la distancia d_f . Esta zona comprende una longitud entre 24 y 40 mm medidos a partir de la distancia d_f , que es la distancia entre la cara exterior del ala al borde del filete del alma; véase la Figura C-5.1.

C-5.3 ACEROS ESTRUCTURALES

Con el fin de evitar cambios en el proyecto y los consecuentes retardos en la fabricación y el montaje, es prudente antes de iniciar el diseño, informarse sobre las disponibilidades de los materiales, tanto en lo referente a calidades de acero como de las dimensiones de las piezas, y de las cantidades mínimas que se pueden adquirir.

Algunas de las Normas ASTM citadas en esta Norma especifican un *punto cedente mínimo*, mientras que otras se refieren a una *resistencia cedente mínima*. En esta Norma se utiliza genéricamente el término *tensión cedente* para significar tanto el *punto cedente* como la *resistencia cedente*; véase la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Los grados del acero estructural aprobados para ser usados en esta Norma, amparados por Normas ASTM o similares, llegan hasta una tensión cedente de 7030 kgf/cm² (100 ksi).

La tensión cedente determinada mediante un ensayo normalizado se reconoce como la principal propiedad mecánica en la selección de los acero aprobados a ser usados con esta Norma. Pero igualmente se reconoce que otras propiedades físicas y mecánicas del acero laminado también pueden ser importantes para cumplir con el desempeño satisfactorio de la estructura, tal como, la dirección de laminación, anisotropía, ductilidad, tenacidad, resiliencia, formabilidad, resistencia a la corrosión, soldabilidad, etc..

No es posible incorporar a este Comentario la información que se requiere para entender todos los factores que ameritan consideración en la selección y especificación del material para una única o especial aplicación. En tales situaciones el usuario de esta Norma está advertido de hacer uso del material de referencia contenido en la literatura sobre las propiedades específicas concernientes o especificadas como requisitos suplementarios de calidad o producción, tal como está contemplado en las normas ASTM. Uno de tales casos es el diseño de conexiones soldadas altamente restringidas [AISC, 1973]. El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo que a la ductilidad concierne, por eso, las tensiones de contracción de la soldadura en la región soldada altamente restringida puede exceder la idoneidad del material si no se dan especial atención a la selección del material, los detalles, el trabajo de preparación, las soldaduras y la inspección.

Otra situación especial es el diseño para controlar las fracturas bajo ciertas condiciones de servicio [AASHTO, 1995]. Bajo las condiciones normales imperantes en las edificaciones, de temperatura cálida, tensiones predominantemente estáticas, intensidad de las tensiones y el número de ciclos de tensiones demandado hacen que la probabilidad de fracturas sea extremadamente remota. El medio más efectivo para suministrar capacidad resistente contra la fractura es incorporar buenos detalles en el diseño y la ejecución de la geometría de la junta, de manera de evitar la concentración severa de tensiones. Sin embargo, para condiciones especiales de servicio, como por ejemplo bajo temperatura con cargas de impacto, será necesario garantizar el uso de aceros con tenacidad al impacto, tal como el ASTM A709.

C-5.5 REQUISITOS DE TENACIDAD

Los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M usualmente son conocidos como perfiles pesados o secciones *jumbo* (extra pesados), inicialmente se utilizaron como miembros a compresión, pero se ha venido incrementando su uso para otras aplicaciones. En la intersección del alma con las alas y en el centro del alma, estas grandes secciones de perfiles laminados pueden contener una estructura de grano grueso y/o una mejor tenacidad que en otras áreas del producto. Esto es causado probablemente por la segregación del lingote, así como también por la menor deformación durante la laminación en caliente, alta temperatura de acabado y un enfriamiento lento después de la laminación de estas secciones pesadas o extrapesadas. Estas características no perjudican su uso como miembros comprimidos o miembros no soldados. Sin embargo, cuando las secciones transversales de estos perfiles pesados o extrapesados son unidas por empalmes o conexiones usando soldadura de penetración completa, la soldadura puede extenderse a través de la zona de granos gruesos y/o de menor tenacidad, las tensiones de tracción inducidas por la retracción de la soldadura puede resultar en agrietamiento, como por ejemplo se observa en la conexión mediante soldadura de penetración completa de una viga de sección pesada a una columna. Cuando los miembros de menor espesor son unidos mediante soldadura de penetración completa, la cual puede inducir pequeñas tensiones de retracción, en materiales de grano fino y/o de mayor tenacidad de los Grupos 4 y 5 o secciones compuestas pesadas, el potencial de agrietamiento es significativamente menor, como por ejemplo en la conexión mediante soldadura de ranura de penetración completa de una viga de sección no pesada a una columna de sección pesada.

En aplicaciones críticas, tales como miembros traccionados , deberá especificarse material con la tenacidad adecuada para las temperaturas de servicio. A causa de las diferencias en la velocidad de las tensiones entre el ensayo de probetas Charpy con entalla en V y la experimentada por las estructuras actuales, este ensayo deberá realizarse a temperaturas mayores que las temperaturas que se prevean bajo las condiciones de servicio de la estructura. La localización del espécimen de ensayo se muestra en la Fig. C-5.2.

Los requisitos de tenacidad de este Artículo están orientados al suministro de aceros con una razonable tenacidad para aplicaciones bajo condiciones ordinarias de servicio. Para aplicaciones no usuales y/o para bajas temperaturas, se deben especificar requisitos apropiados más restrictivos de la tenacidad, así como tamaños y espesores de los elementos de la sección transversal.

Para minimizar el potencial de fractura, los requisitos de tenacidad al impacto de este Artículo deberán usarse conjuntamente con buenos diseños y procedimientos de fabricación. Véanse los requisitos de los Artículos 21.7, 21.9 y los Capítulos 23 y 33.

C-5.7 PERNOS, ARANDELAS Y TUERCAS

La Norma ASTM para pernos A307 cubre dos grados, cualquiera de los dos pueden usarse bajo esta Norma, sin embargo, debe hacerse notar que el Grado B está orientado a las conexiones de tuberías mientras que el Grado A es la calidad utilizada en aplicaciones estructurales.

Los pernos a utilizar con aceros resistentes a la corrosión atmosférica también deben cumplir requisitos especiales para evitar su corrosión por efecto galvánico.

C-5.8 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS ROSCADAS

Debido a las limitaciones en cuanto al largo máximo disponible en pernos ASTM A325/A325M y A490/A490M, cuando son utilizados como pernos de anclaje, en esta Norma se incorpora el acero ASTM A687, de mayor resistencia , para los casos en los cuales se requieran longitudes mayores que las obtenibles con pernos A325 o A490.

El ingeniero estructural deberá tener presente que no se recomienda pretensar los pernos de anclaje debido a los efectos perniciosos de la relajación y las tensiones inducidas por corrosión después de la pretensión.

El ingeniero estructural especificará la rosca y los medios de fijación adecuados para barras roscadas cuando sean usadas como miembros que soportan cargas.

No se usarán las barras de refuerzo del concreto reforzado como pernos de anclaje.

C-5.9 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS

Los metales de aporte especificados por la Sociedad Americana de Soldadura, AWS, son de carácter general de manera que pueden ser o no apropiados para la construcción de edificaciones. Por ejemplo, algunos electrodos amparados por las Normas AWS están limitados a ser aplicados en un solo pase, mientras que otros su uso está restringido a láminas metálicas. Muchos metales de aporte son de “bajo hidrógeno”, esto es, depositan el metal de aporte con bajos niveles de difusión de hidrógeno, mientras que otros no lo son. Dependiendo de la clasificación específica del electrodo, algunos tienen requisitos de tenacidad al impacto y otros no. En general, en la construcción de edificaciones la tenacidad al impacto no es crítica, pero en estructuras sometidas a cargas dinámicas, el ingeniero puede requerir que el metal de aporte suministre tenacidad al impacto de la soldadura depositada. Los metales de aporte pueden ser clasificados por su condición de alivio de tensión, al momento de soldar o post soldadura mediante tratamiento térmico. Como en la mayoría de las aplicaciones estructurales no se requiere aliviar las tensiones, es importante utilizar el material de relleno cuya clasificación es similar a las condiciones que va a experimentar la estructura.

Cuando se especifica un metal de aporte y/o un fundente de acuerdo con la designación AWS, deberá revisarse la norma aplicable cuidadosamente para asegurarse que se han entendido totalmente la designación en referencia. Esto es necesario porque el sistema de designación de la AWS no es consistente. Por ejemplo en el caso de electrodos de arco metálico protegido (AWS 15.1), los dos primero o los tres primeros dígitos indican la clasificación por la resistencia nominal a la tracción, en ksi, del metal soldado y los dos dígitos finales indican el tipo de recubrimiento; sin embargo, en el caso de electrodos de bajo carbono para soldadura por arco sumergido (AWS A51.7), el primero de uno o dos dígitos multiplicado por diez (10) es la clasificación por resistencia nominal a la tracción, mientras que el dígito final o los dígitos multiplicados por 10 indican la temperatura en grados Fahrenheit, del metal de soldadura para los ensayos de impacto. En el caso de los aceros de baja aleación recubiertos para soldadura por arco eléctrico (AWS A5.5), cierta porción de la designación indica un requisito de alivio de tensiones, mientras que otros indican que no es necesario aliviar las tensiones.

Como hasta ahora no había sido práctica común que el ingeniero estructural especificara exactamente el metal de aporte a ser empleado en una estructura en particular, dejando esta decisión al fabricante, las normas restringen el uso de ciertos materiales de aporte, o imponen ensayos de calificación para demostrar que un electrodo específico es adecuado, como una manera de asegurar que se usen los metales de aporte apropiados. Los nuevos requisitos sismorresistentes están involucrando cada vez más al ingeniero estructural en la responsabilidad de seleccionar los materiales sísmicamente idóneos. Véase el Capítulo 32.

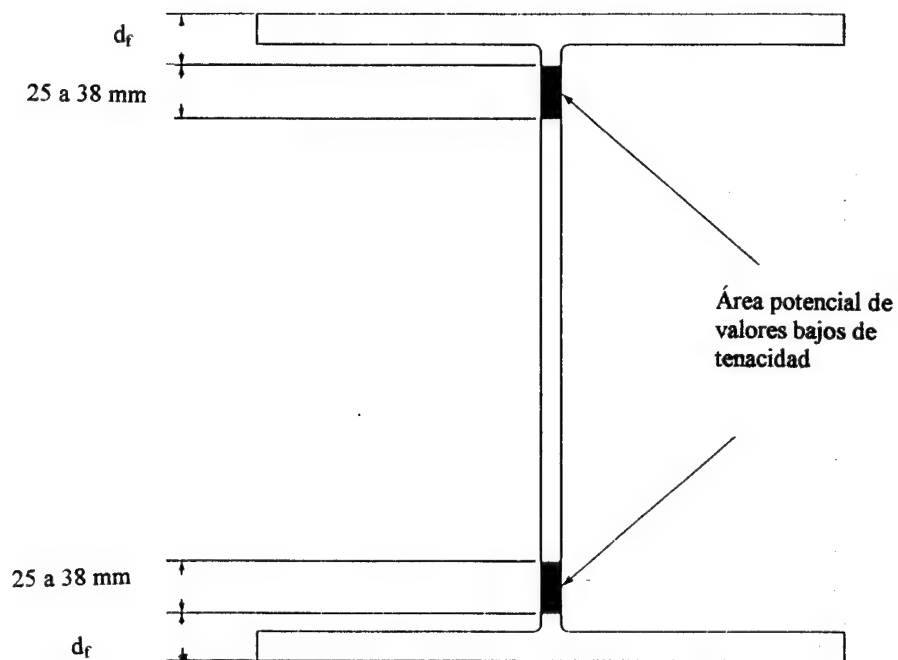
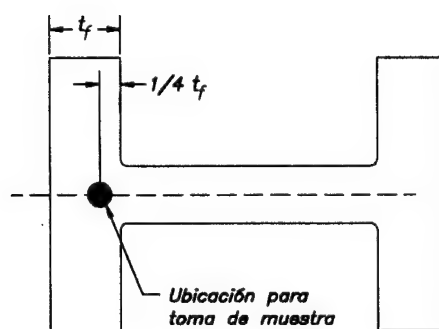
Figura C-5.1 Zona d_f 

Figura C-5.2 Localización del sitio de toma de muestras para el ensayo Charpy.

CAPÍTULO C-6 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

C-6.2 MEMORIA DESCRIPTIVA

La memoria descriptiva es un documento donde se exponen las razones que justifican la solución adoptada, así como las hipótesis en el análisis y el diseño, y en general, todo lo necesario para dar una visión del conjunto del trabajo. La memoria descriptiva debe permitir su debida clara interpretación por otros profesionales.

Junto con la memoria descriptiva y los planos, deben acompañar al proyecto, los cálculos métricos realizados conforme a la Norma COVENIN - MINDUR 2000-92 *Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II.A Edificaciones y sus Suplementos*.

C-6.3 PLANOS DE PROYECTOS

En los proyectos de estructuras de acero se distinguen fundamentalmente tres tipos de planos: planos de proyectos, planos de taller y planos de montaje y construcción.

Los planos de proyecto muestran el resultado final del diseño ejecutado por el ingeniero estructural e incluyen, entre otros detalles: las secciones, las dimensiones y la situación relativa de todos los miembros de la estructura; la clasificación estructural conforme al Capítulo 3; las solicitaciones a ser resistidas por los miembros y sus conexiones, cuando así lo requiera la preparación de los planos de taller; el tipo o tipos de acero y donde van a ser utilizados, etc. Estos planos deben proveer la información detallada posible para una preparación adecuada de los planos de taller.

C-6.4 PLANOS DE TALLER

Los planos de taller se preparan en base a la información suministrada por los planos de proyecto, y tiene como finalidad señalar los detalles necesarios para proceder a la fabricación de las partes componentes que integran la estructura. El objetivo fundamental de estos planos es mostrar la localización, el tipo y las dimensiones de todos los conectores y soldaduras, indicando los que serán ejecutados en el taller y en la obra.

Con anterioridad a la fabricación de los componentes de una estructura se deben preparar los planos de taller que suministren la totalidad de la información necesaria para la fabricación, incluyendo localización, tipos y dimensiones de pernos y soldaduras. En los planos de taller debe diferenciarse claramente entre los pernos y soldaduras de taller de los de montaje en obra e identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller se deben elaborar en conformidad con la mejor práctica y prestando atención a la rapidez y economía en la fabricación y el montaje.

Cada plano de taller debe contener como mínimo:

- (a) Su título, en donde se indicará de que pieza se trata y la cantidad necesaria para ejecutar la obra.
- (b) Esquema con ejes teóricos.
- (c) Dibujos de los miembros en sí, a escala adecuada, en donde se muestren:

Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de corte de los ejes.

Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus alas teniendo en cuenta las distancias de gramiles o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas las perforaciones, cortes o soldaduras.

Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura atornillada, longitud total, descuentos, distancia entre las perforaciones y símbolos de éstas; o si es soldada, longitud del miembro, descuentos, cortes y símbolos de la soldadura necesaria.

El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil acotar dentro del conjunto.

La forma de las cartelas y su numeración. En cuanto a forma se determinará según el número de pernos o remaches, o la longitud de soldadura, correspondiente a cada una de los perfiles que se van a unir por intermedio de la cartela.

Los cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas de los montantes, diagonales y cuchillos.

- (d) Dibujo de los arriostramientos, pies de amigos, o miembros y elementos de arriostramiento, en donde se indiquen los ejes teóricos, la forma, así como los detalles pertinentes del miembro que los necesite.

C-6.5 PLANOS DE MONTAJE Y CONSTRUCCIÓN

Adicionalmente se necesitan los planos de montaje y construcción, para facilitar las operaciones de montaje de los miembros y posteriormente el proceso de revisión e inspección. En los planos de montaje y construcción deben indicarse las marcas de identificación de todas las piezas que componen la estructura, así como los conectores y soldaduras que serán ejecutados en la obra.

En los Capítulos 3 y 4 de la Norma COVENIN - MINDUR 1755 *Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero*, pueden encontrarse una información completa sobre todos los aspectos referentes a planos, dibujos y soldaduras.

A menos que se señale lo contrario, la notación empleada para describir las vigas de acero en celosía será la establecida por el Instituto de Vigas de Acero de Alma Abierta (*Steel Joists Institute*).

CAPÍTULO C-7 ÁREAS TOTALES, NETAS Y EFECTIVAS

C-7.1 ÁREA TOTAL

Se llama la atención sobre el uso que en este Capítulo se da a la palabra “ancho”, la cual se refiere a una de las dimensiones transversales de los elementos componentes de una sección, pudiendo corresponder tanto a su altura como a lo que tradicionalmente se denomina ancho de una sección transversal.

C-7.2 ÁREA NETA

El área neta crítica se calculará con el ancho neto y la carga transferida según una ruta particular, tal como se muestra en la Figura C-7.1.

C-7.3 ÁREA NETA EFECTIVA EN MIEMBROS SOLICITADOS EN TRACCIÓN

Este Artículo concierne al efecto de corte diferido (*shear lag*) aplicable a miembros traccionados sean conectados con pernos o con soldadura. El coeficiente de reducción, ϕ_A , se aplicará al área neta A_n de los miembros empernados y al área total, A , de los miembros soldados. El efecto del corte diferido disminuye en la medida que la longitud de la conexión, L , se incrementa. Este concepto está expresado empíricamente en la fórmula (7-3). Munse y Chesson [1963] han demostrado que la correlación entre los resultados teóricos y los experimentales en conexiones empernadas y remachadas se mantienen dentro de un ancho de banda de $\pm 10 \%$. Investigaciones recientes [Easterling y Gonzales, 1963] justifican las disposiciones adoptadas.

En la Figura C-7.2 se indica la manera de medir la distancia \bar{x} , entre el centroide de la sección y el plano de transferencia de cargas. La longitud L depende del número de pernos o la longitud equivalente de soldadura necesaria para desarrollar las fuerzas de tracción dadas, las que a su vez dependen de las propiedades mecánicas del miembro y la capacidad de los pernos o soldadura usadas. La distancia L es la distancia paralela a la línea de acción de la fuerza, entre el primer y el último de los pernos en una línea de la conexión empernada. El número de pernos en una línea, a los efectos de la determinación de L , está determinada por la línea que tenga el máximo número de ellos en la conexión. En el caso de conexiones dispuestas en zig-zag o en tresbolillo, se usará como L la distancia exterior entre los pernos extremos, tal como se muestra en la Fig. C-7.3.

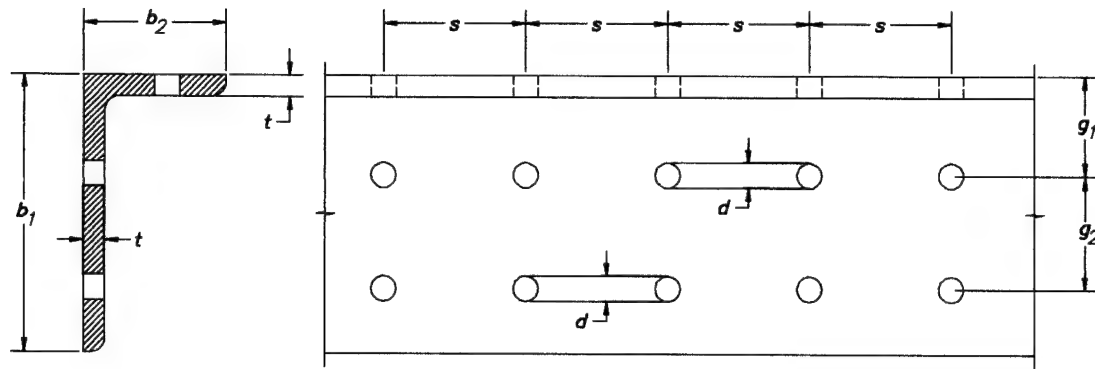
No hay información suficiente para establecer el valor del factor de minoración ϕ_A en todas las líneas que tiene un solo perno, pero probablemente sea conservador usar como área efectiva el área neta de los elementos conectados.

Como se muestra en la Fig. C-7.4, para la combinación de soldaduras longitudinal y transversal, L es la longitud de la soldadura debido a que la soldadura transversal tiene poco o ningún efecto en el problema de corte diferido.

Alternativamente al uso de la fórmula (7-3), pueden emplearse los siguientes valores del factor de reducción del área, ϕ_A :

- (a) En perfiles con alas de anchos superiores a $2/3$ de la altura y las tes estructurales cortadas de estos perfiles, siempre que la conexión se haga en las alas y que no tenga menos de 3 medios de unión por línea en la dirección de la tracción $\phi_A = 0.90$
- (b) En perfiles que no cumplan con las condiciones del literal anterior, las tes estructurales cortadas de estos perfiles y cualquier otro perfil, incluyendo los ensamblados, siempre que la conexión no tenga menos de 3 medios de unión por línea en la dirección de la tracción $\phi_A = 0.85$
- (c) En todos los elementos con conexiones empernadas o soldadas que tengan solamente dos medios de unión por línea en la dirección de la tracción..... $\phi_A = 0.75$

Cuando la carga de tracción es transmitida por soldadura de filete a algunos pero no todos los elementos de una sección transversal, la resistencia de la soldadura controlará el diseño.



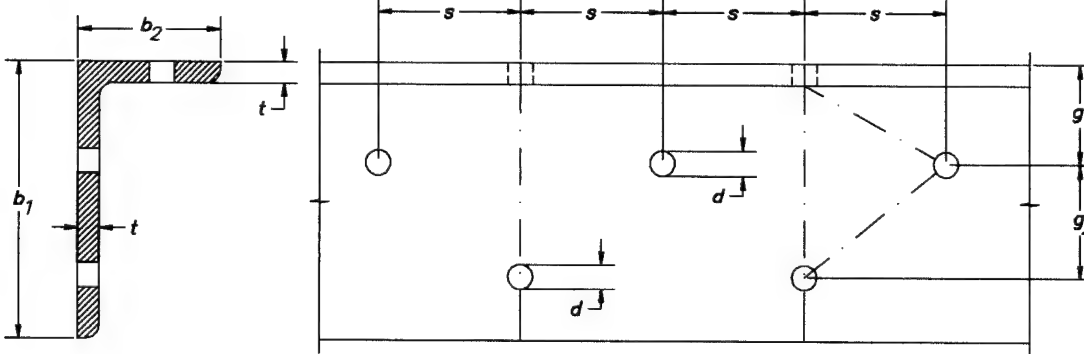
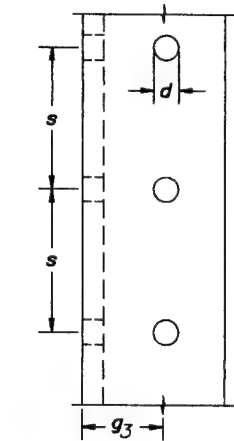
Sección total:

$$A_{total} = t (b_1 + b_2 - t)$$

Sección neta:

$$A_{neta} = t \left[(b_1 + b_2 - t) - 3 (d + 0.2 \text{ cm}) \right]$$

a) Agujeros alineados en un mismo plano.



Sección total:

$$A_{total} = t (b_1 + b_2 - t)$$

Sección neta segun trayectoria 1-1:

$$(A_{neta})_{1-1} = t \left[(b_1 + b_2 - t) - 2 (d + 0.2 \text{ cm}) \right]$$

Sección neta segun trayectoria 2-2:

$$(A_{neta})_{2-2} = t \left[(b_1 + b_2 - t) - 3 (d + 0.2 \text{ cm}) + \frac{s^2}{4g_2} + \frac{s^2}{4(g_1 + g_3 - t)} \right]$$

b) Agujeros no alineados en un mismo plano.

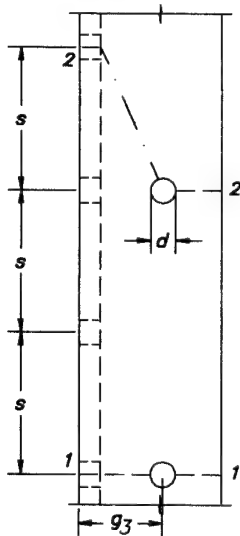


FIGURA C-7.1. Ejemplos de cálculo del área neta.

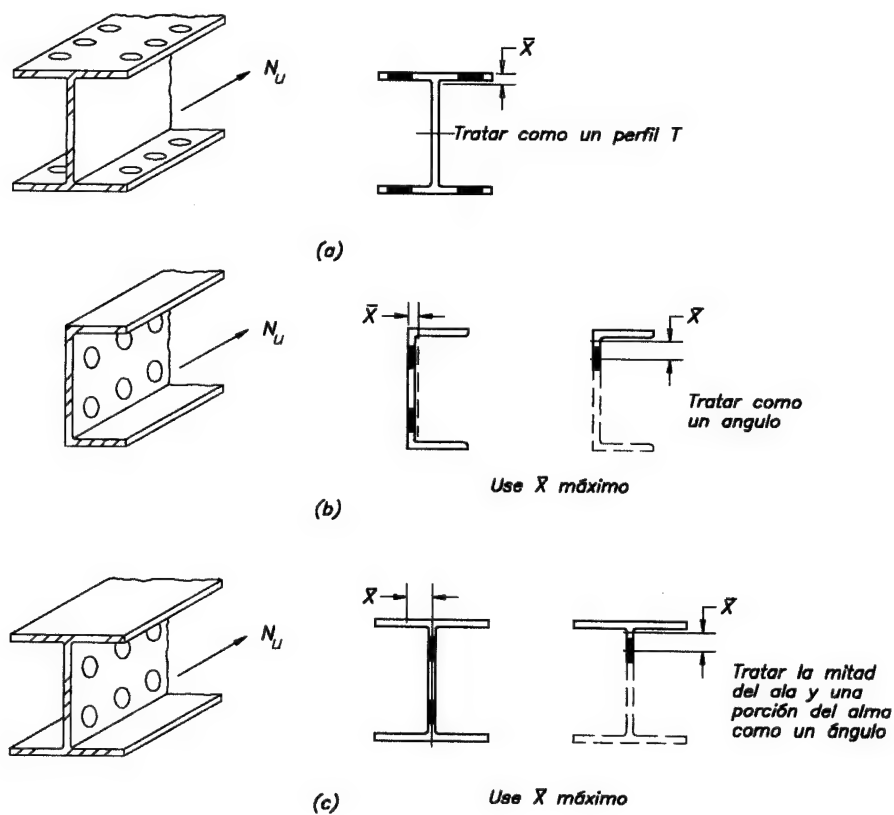


FIGURA C-7.2. Determinación de la excentricidad de la conexión, X para el cálculo de coeficiente de reducción ϕ_A

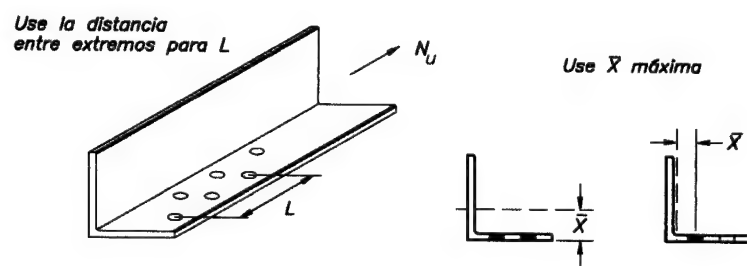


Fig. C-7.3 Agujeros en tres bolillos

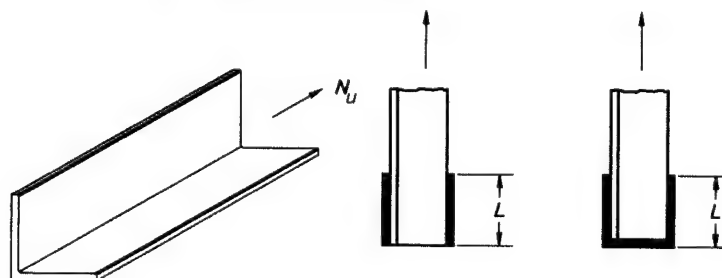


FIGURA C-7.4. Soldaduras longitudinales y transversales.

CAPÍTULO C-8 ESTADOS LÍMITES

C-8.1 CRITERIO DE DISEÑO

En la norma venezolana COVENIN - MINDUR 2002 se define el estado límite como la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones, vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa. Para mantener suficientemente pequeña la probabilidad de alcanzar un estado límite, el criterio de diseño establecido en las normas debe asegurar que las demanda representada por las solicitaciones multiplicadas por sus correspondientes factores de mayoración no exceda la capacidades o resistencias teóricas minoradas. Véase la Tabla 3 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98.

Para las estructuras contempladas en esta Norma se consideran básicamente dos estados límites: El estado límite de agotamiento resistente, que define la seguridad ante acciones extremas durante la vida útil esperada de la estructura, y el estado límite de servicio el cual define los requisitos funcionales. Los estados límites de agotamiento resistente varían de un miembro a otro, y diferentes estados límites se pueden aplicar a un miembro dado, tal como se indican en los correspondientes Capítulos de la presente Norma. Los estados límites de servicio a considerar se definen en el Artículo 8.4

C-8.3 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

El criterio fundamental para el estado límite de agotamiento resistente está dado por la siguiente expresión simplificada (la norma COVENIN - MINDUR 2004-98 *Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN - MINDUR de Edificaciones* hace una formulación más rigurosa):

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi_i R_{ti} \quad (C-8.1)$$

donde :

Q_i = Efecto de las solicitaciones previstas no mayoradas

γ_i = Factor de mayoración correspondiente a la solicitación Q_i , por ejemplo, las producidas por acciones permanente, CP; variables, CV; etc..

$\sum \gamma_i Q_i$ = Demanda local de resistencia o solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, conexiones o componentes correspondiente a un determinado estado límite, por ejemplo N_u , M_u , V_u , etc..

R_{ti} = Resistente teórica de la estructura, sus miembros, conexiones o componentes; por ejemplo N_t , M_t , V_t , etc..

ϕ_i = Factor de minoración de la resistencia teórica R_{ti} .

$\phi_i R_{ti}$ = Capacidad o Resistencia minorada

Los términos Q_i y R_n son funciones vectoriales complejas, pero para los fines de este Comentario, basta saber que el primer término de la ecuación (C-8.1) representa la demanda obtenida del análisis estructural para las combinaciones de las solicitaciones producidas por las acciones previstas, y el segundo término, la capacidad o resistencias de diseño de los miembros o conexiones. Los factores de mayoración de las solicitaciones, γ , y de minoración de las resistencias teóricas, ϕ , reflejan la incertidumbre con que pueden determinarse las solicitaciones y la resistencia. Estos factores toman en cuenta las imprecisiones inevitables de la teoría, las variaciones en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de las piezas, así como también la incertidumbre en la transformación de las acciones en solicitaciones. Este criterio suministra un margen de confiabilidad para acciones inesperadas, pero no contra los errores gruesos o negligencia en la estimación de las mismas.

La Norma AISC-LRFD está basada en:

1. Un modelo probabilístico de las solicitaciones y de las resistencias [Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood et al, 1982].
2. Calibración del criterio AISC - LRFD con respecto a seleccionados miembros calculados con el Método de las Tensiones Admisibles, según la Norma AISC - ASD 1978.
3. Evaluación del criterio resultante juzgándolo con las experiencias del pasado y por estudios comparativos de diseños de estructuras representativas realizados por diferentes oficinas de ingeniería en los Estados Unidos.

En La Figura C-8.1 se representa la distribución de frecuencia de los efectos de las solicitaciones Q (**Demanda**) y las resistencia R (**Capacidad**), suponiendo que son variables estadísticamente independientes. Como la resistencia R es mayor que la demanda, hay un margen de seguridad contra la falla. Sin embargo, como Q y R son variables aleatorias, existe la pequeña probabilidad de que R sea menor que Q . La probabilidad de alcanzar este estado límite está representado por el grado de solapamiento de las distribuciones de frecuencia, como se observa en la Fig. C-8.1. El margen de falla depende de la posición relativa de las dispersiones de las funciones, es decir, R_m vs Q_m .

En la Fig. C-8.2 se representa una situación equivalente. Si la expresión $R < Q$ se divide por Q y el resultado se expresa logarítmicamente, resulta una sola curva de distribución de frecuencia que combina las incertidumbres de ambas funciones, Q y R . La probabilidad de alcanzar el estado límite ($R < Q$) es igual a la probabilidad de que $\ln(R/Q) < 0$, representado por el área sombreada en la Fig. C-8.1. Esta probabilidad de falla puede reducirse y por tanto incrementar la confiabilidad contra la falla por una de las siguientes maneras:

- (a) Desplazando el valor medio de $\ln(R/Q)$ a la derecha, o
- (b) Reduciendo la dispersión de la curva para una dada posición del valor medio respecto al origen.

La forma más conveniente de usar ambas estrategias es definir la posición del valor medio usando la desviación estándar de $\ln(R/Q)$, como la unidad de medida. Es decir, la distancia del valor medio

se medirá como el número de desviaciones estándar de la función $\ln(R/Q)$, es decir β veces $\sigma_{\ln(R/Q)}$, como se ilustra en la Fig. C8.2. El factor β se designa como índice de confiabilidad. Si la forma de la distribución de $\ln(R/Q)$ fuera conocida, se podría establecer un valor aceptable de la probabilidad de alcanzar el estado límite basado en los criterios de diseño. Pero desafortunadamente en la mayoría de los casos se carece de esta información. La forma de la distribución depende de muchas variables (material, cargas, etc), de las cuales tan solo conocemos sus valores medios y desviaciones estándar para construir el modelo con el cual estimar los efectos de las solicitaciones y la resistencia. Sin embargo esta información es suficiente para elaborar un criterio de diseño aproximado que sea independiente del conocimiento de la distribución, cuando se establece la siguiente condición de diseño:

$$\beta \sigma_{\ln(R/Q)} \approx \beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq \ln(R_m / Q_m) \quad (C-8.2)$$

en la cual la desviación estándar se ha reemplazado por la expresión bajo el signo radical, siendo

$$V_R = \sigma_R / R_m$$

$$V_Q = \sigma_Q / Q_m$$

donde:

$$\sigma_R ; \sigma_Q = \text{Desviaciones estándar.}$$

$$R_m ; Q_m = \text{Valores medios.}$$

$$V_R ; V_Q = \text{Coeficientes de variación de la resistencia R y las solicitaciones Q, respectivamente.}$$

Para los miembros estructurales y las condiciones usuales de carga, tanto los valores medios como las coeficientes de variación pueden ser estimados, así que podemos calcular el índice de confiabilidad como

$$\beta = \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (C-8.3)$$

La descripción precedente es una aproximación bastante simple de la obtención del índice de confiabilidad β . En el desarrollo de la Norma AISC - LRFD se han empleado modelos más complejos, como por ejemplo el uso de distribuciones lognormales para abordar el problema de las fórmulas de interacción para fuerzas normales y de flexión, y en el establecimiento del valor de los factores de mayoración de las solicitaciones [Ravindra y Galambos, 1978; Galambos et al., 1982; Ellingwood, 1982].

Como es de esperarse, hay una considerable variación en los rangos de valores de β , por lo que el Comité de Normas del AISC, estableció que ambos métodos de diseño, el de Estados Límites y el de Tensiones Admisibles, coinciden para vigas de sección compacta debidamente arriostradas y para

miembros traccionados, cuando la relación de solicitaciones $CV / CP = 3.0$. El factor de minoración de la resistencia ϕ , para este estado límite es 0.90, y el factor β implicado es aproximadamente de 2.6 para los miembros y de 4.0 para las conexiones. Los valores mayores de β para las conexiones refleja el hecho de que se espera que su resistencia sea mayor que la de los miembros que conectan. Para otros miembros los estados límites son consistentes.

Como parte de la revisión a la cual están siendo sometidas las normas y códigos empleados en el proyecto sismorresistente, es posible esperar a futuro una formulación de la ecuación (C-8.1) escrita en términos de deformaciones y no de resistencia. [ATC, 1995], o en el caso de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004-98, una generalización de la Tabla 3 para cubrir también el estado límite de servicio.

C-8.4 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Cuando Hardy Cross decía que “la resistencia es esencial, pero no importante” se refería a que realmente son las condiciones de servicio el barómetro del éxito en la práctica de la ingeniería. El uso cada vez más frecuente de aceros de alta resistencia [AISC, 1997; Cattani, J., 1999] se refleja también en el desarrollo de modelos probabilísticos para el Estado Límite de Servicio, análogos al de la ecuación (C-8.1) como se ilustra en el C-10.4, y que de una manera muy sencilla puede expresarse como [Ellingwood, B.R, 1999]:

$$\text{Demanda en condiciones de servicio} < \text{Límite de Servicio}$$

El criterio del estado límite de servicio es prevenir la interrupción en el uso funcional y daños a las estructuras durante su uso normal diario. Si bien un mal funcionamiento no resulta en colapso de la estructura o pérdida de vida o lesiones, puede ser un serio perjuicio o menoscabo al usufructo de la estructura y conducir a reparaciones costosas. En una estructura flexible es inaceptable despreciar las condiciones de servicio. Hay esencialmente tres tipos de comportamiento estructural que puede llevar al estado límite de servicio:

- (1) Excesivo daño local por cedencia, pandeo, deslizamiento, o agrietamiento que puede requerir un excesivo mantenimiento u ocasionar corrosión.
- (2) Excesiva flecha o rotación que puede afectar la apariencia, función, o drenaje de la estructura, o que puede causar daños a componentes no estructurales y sus conexiones.
- (3) Vibración excesiva producida por viento o cargas variables transientes que afectan el bienestar de los ocupantes de la estructura o la operación de equipos mecánicos.

La verificación del estado límite de servicio concierne al adecuado desempeño de las condiciones de solicitación. Si bien se supone comportamiento elástico, algunos componentes estructurales deberán ser estudiados con respecto a su comportamiento bajo las acciones que actúan a largo plazo. Es difícil especificar valores límites de desempeño estructural basado en consideraciones de servicio porque depende de una gran gama de tipos de estructura, su uso, y las reacciones fisiológicas subjetivas. Por ejemplo, el movimiento estructural en hospitales deberá ser claramente menor al de un edificio industrial. La percepción humana de los niveles de movimiento estructural están muy lejos de los movimientos que pueden causar algún daño estructural. Las solicitaciones y sus apropiadas combinaciones así como los valores límites aceptables deben ser determinados cuidadosamente por el ingeniero estructural tomando en consideración la reacción de los ocupantes a la respuesta de la estructura.

C-8.4.1 Flechas

Las limitaciones que se imponen a la flexibilidad de las estructuras suelen ser dictadas por la naturaleza de los elementos no estructurales de la construcción, tales como paredes frisadas y recubrimientos de techos, más que por consideraciones de comodidad y seguridad de sus ocupantes. Al igual que otras limitaciones, varían con el tipo de miembro y la solución más satisfactoria depende del buen criterio de ingenieros calificados.

Otras normas establecen criterios más detallados respecto a las flechas tolerables. Particularmente la norma canadiense [CSA, 1989] sugiere que en ausencia de otros criterios justificados racionalmente se pueden adoptar los valores recomendados en la Tabla C-8.1.

Para ciertos sistemas de pisos de grandes luces, las disposiciones que limitan la flecha como un porcentaje de la luz puede no ser adecuadas. Por ejemplo, si la flecha límite es independiente de la longitud del tramo se hace necesario minimizar los daños en los elementos no estructurales adjuntos o conectados [ASCE, 1979; CSA, 1989; Ad Hoc Committee, 1986].

C-8.4.2 Contraflecha

La contraflecha que se da a los miembros en flexión para evitar el efecto de catenaria o para que al cargarse igualen las cotas de componentes adyacentes al edificio, se consigue de maneras muy diferentes. Cuando se trata de celosías y vigas armadas, la curvatura deseada puede obtenerse al montar las partes componentes que la forman. En el caso de vigas laminadas, dentro de ciertos límites, las contraflechas deseadas pueden darse en frío en la planta de laminación.

Con frecuencia se utiliza la aplicación local de calor como un medio de enderezar o dar contraflechas. El método depende de la contracción final que se produce en las zonas calentadas. Se deben calentar solamente aquellas zonas situadas en el lado del miembro que estarían sujetos a compresión si se diese la contraflecha en frío, hasta una temperatura suficiente para que el metal se expanda hacia afuera a causa de las restricciones que le imponen las zonas no calentadas circundantes, lo que ocasiona una contracción al enfriarse el miembro.

Aunque se puede controlar con buena precisión la curvatura final de la contraflecha producida por cualquiera de los procedimientos mencionados, deberá admitirse cierta tolerancia para cubrir errores inevitables en la mano de obra y los cambios permanentes de forma producidos por el manejo de las piezas.

C-8.4.3 Efectos dinámicos

Vibraciones

El uso cada vez más frecuente de materiales de alta resistencia y la eficiencia de la estructuración conduce a grandes luces y sistemas de pisos mas flexibles, con niveles de vibración perceptibles. El criterio para limitar los movimientos de la estructura está orientado hacia el bienestar de las personas que ocupan la edificación, y el límite de las amplitudes tolerables depende tanto de la frecuencia de las vibraciones como del efecto de amortiguamiento proporcionado por los elementos, estructurales o no, que forman la construcción. Si las vibraciones son producidas por máquinas en funcionamiento, éstas deben aislarse mediante elementos efectivos de amortiguamiento o utilizando fundaciones independientes.

La altura de las vigas de acero que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques divisoria otras fuentes de amortiguamiento, no deberá ser menor de $L/20$, a fin de reducir a un mínimo las vibraciones transitorias perceptibles ocasionadas por el tránsito de personas [Murray; Allen; Ungar, 1997].

Las particiones no estructurales, los cerramientos, y los muebles fabricados in situ incrementan significativamente la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y frecuentemente pueden eliminar problemas potenciales de vibración. El amortiguamiento también puede depender de la amplitud de la excitación.

El objetivo general es minimizar el problema asociado con el excesivo movimiento de la estructura limitando la aceleración, la velocidad y los niveles de desplazamientos de manera que no perturben a los ocupantes del edificio. Los niveles de los picos de aceleración que la gente puede encontrar molestos dependen de la frecuencia de la respuesta. El umbral de incomodidad para vibraciones transientes pueden ser alto dependiendo del amortiguamiento del sistema de pisos. Estos niveles dependen del individuo, de la actividad que realice y del tiempo de excitación [SCE, 1979; ISO, 1974; CSA, 1993; Murray, 1991; Ad Hoc Committee, 1986]. En [Gutiérrez, 1997] se suministra una metodología para la evaluación de los niveles de vibración.

Una de las formas más efectivas de reducir los efectos de vibraciones continuas es usar dispositivos aislantes. Se tendrá mucho cuidado para evitar la resonancia cuando la frecuencia de la excitación es cercana a la frecuencia fundamental del sistema. Las vibraciones transientes pueden ser reducidas más eficientemente incrementando el amortiguamiento del ensamblaje estructural. Los equipos mecánicos que producen vibraciones objetables en cualquier parte de la estructura serán adecuadamente aislados para reducir la transmisión de tales vibraciones a los miembros y componentes críticos de la estructura.

C-8.4.3.1 Diseño por fatiga

En las edificaciones convencionales las variaciones en la intensidad de las cargas se presentan tan pocas veces o producen fluctuaciones tan pequeñas de tensiones, que por lo general no es necesario incorporar consideraciones de diseño por fatiga. Sin embargo, deberá hacerse un detallado cuidadoso para evitar las grietas por fatiga y su propagación cuando estén presentes fuentes potenciales de fatiga, tales como tensiones secundarias, tensiones debidas a deformaciones, y tensiones debidas a movimientos fuera de su plano e igualmente cuando la falla de un solo miembro o elemento estructural pueda conducir al colapso o falla catastrófica de la estructura. Los puentes grúas y las estructuras de soporte de maquinarias y equipos, con frecuencia están solicitados por condiciones de cargas que implican el diseño por fatiga.

C-8.4.4 Aguas estancadas

La flexibilidad del sistema estructural que soporta un techo plano determinará el volumen de agua retenida. En casos extremos de muy poca rigidez, el peso acumulado del agua puede ocasionar el colapso. En esta Norma se supone que se cumple con la norma venezolana COVENIN – MINDUR 3400-98 *Impermeabilización de Edificaciones*, pero donde sea necesario investigar este problema, el Comentario K2 de la Norma AISC-LRFD [AISC, 1993] suministra un procedimiento aproximado para tal fin.

C-8.4.5 Deriva

La deriva está definida en el Capítulo 10 de la norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* como la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

La investigación ha demostrado que limitar la deriva suple una función más allá de asegurar las condiciones de servicio de la estructura [Fisher and West, 1990]. La resistencia y rigidez que el control de la deriva ofrece suministra a los pórticos resistentes a momento una mayor estabilidad al efecto P- Δ y un mejor desempeño durante terremotos o vientos de gran velocidad.

C-8.4.6 Cambios de temperatura

Como sucede con las flechas, el control satisfactorio de las dilataciones y contracciones no puede reducirse a unas cuantas reglas sencillas, sino que depende principalmente del buen criterio de ingenieros calificados. El problema es más serio en las edificaciones con cerramientos contruidos con paredes de mampostería que en aquellos donde las paredes están formadas por unidades prefabricadas. Entre las otras causas de cambios dimensionales se encuentran la retracción y fluencia del concreto y la cedencia del acero.

El dividir totalmente la estructura en varias partes separadas mediante juntas de dilatación ampliamente distanciadas, es en general más satisfactorio que usar dispositivos menos separados que dependen del deslizamiento de las partes en contacto, y suele ser menos costoso que emplear otros dispositivos más eficientes y complicados, como los compuestos por balancines o rodillos. En la publicación [ASCE, 1978], se encuentran algunos criterios necesarios para considerar los cambios de temperatura en las estructuras.

C-8.4.7 Protección contra incendios

El fuego es un accidente de mucha importancia en las estructuras de acero, las cuales han de diseñarse para resistir sus efectos mediante un tiempo especificado de incendio, a fin de disminuir los riesgos para los ocupantes de la edificación. Particularmente, los edificios altos requieren sistemas de protección cuidadosamente estudiados, lo cual incide apreciablemente en el costo de la estructura. El establecimiento de una reglamentación para proteger las estructuras contra el fuego escapa a los objetivos de esta Norma, por lo que se sugiere consultar las referencias especializadas, las cuales tratan el problema ampliamente y desde varios puntos de vista. Véase por ejemplo [IISI, 1993; Gutierrez, 1997b, O'Hara, M, 1998].

C-8.4.8 Protección contra la corrosión

Los miembros de acero pueden deteriorarse en ambientes particulares bajo condiciones de servicio. Este deterioro puede aparecer bien como corrosión externa, la cual puede ser visible en la inspección, o no cambios no detectados que pueden reducir su resistencia. El proyectista podrá reconocer estos problemas que pueden resolverse con adecuados sistemas de protección y por programas de mantenimientos. Gutiérrez [1997b] ha recopilado algunas experiencias nacionales.

TABLA C-8.1
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
INDUSTRIAL	VERTICAL	Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/360
		Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/300
		Viento	Pisos (desplazamiento total debido a todos los efectos)	L/400
OTROS EDIFICIOS	LATERAL	Viento	Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimientos metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	L/500
		Viento	El mismo caso anterior, pero en pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	L/400

TABLA C-8.1 (continuación)
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha Recomendada
EDIFICIOS INDUSTRIALES	VERTICAL	Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles	L/240
		Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles	L/180
		Variable	Tramos de miembros que soportan pisos	L/300
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad: a) igual o mayor a 25000 kgf b) menor de 25000 kgf	L/800 L/600
	LATERAL	Fuerzas laterales debidas a grúas	Tramos de vigas que soportan grúas móviles	L/600
		Fuerzas laterales debidas a grúas o viento	Columnas ² (desplazamiento total de su parte superior)	L/400 a L/200

- 1.- En vista de que algunos materiales incrementan la rigidez de la estructura de acero, la acción del viento para el cálculo de las flechas laterales puede disminuirse algo respecto a la del viento de diseño utilizado en los cálculos de resistencia y estabilidad. Los elementos no estructurales más comunes que contribuyen a la rigidez de un edificio son las paredes de mampostería, ciertos tipos de muros-cortina y los revestimientos de concreto alrededor de los miembros de acero. La máxima reducción sugerida es de un 15%. En estructuras altas y esbeltas, cuya altura sea más de cinco veces su ancho, se recomienda que los efectos del viento sean determinados por medio de un análisis dinámico o mediante ensayos en un túnel de viento conforme se establece en la Norma Covenin-Mindur 2003 - *Acciones del Viento sobre las Construcciones*
- 2.- El desplazamiento total admisible en la parte superior de los edificios industriales varía considerablemente, dependiendo de factores tales como la construcción de paredes, la altura del edificio, los efectos del desplazamiento en la operación de las grúas, etc. Cuando la operación de la grúa es sensible a los movimientos laterales puede requerirse una flecha lateral tolerable menor de L/400.

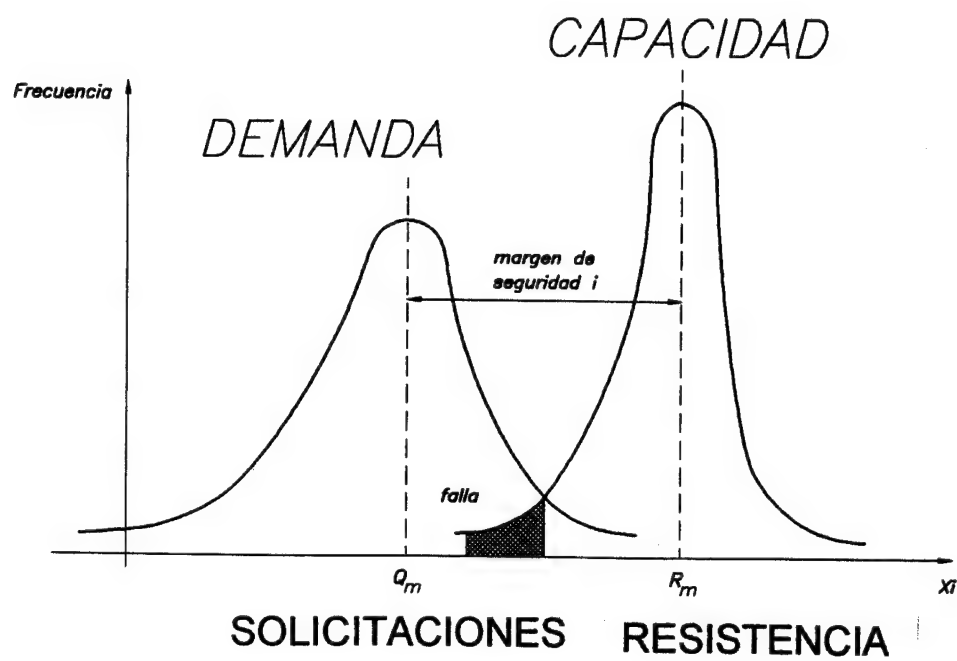


FIGURA C-8.1. Modelo probabilístico para el Estado Límite de Agotamiento Resistente.

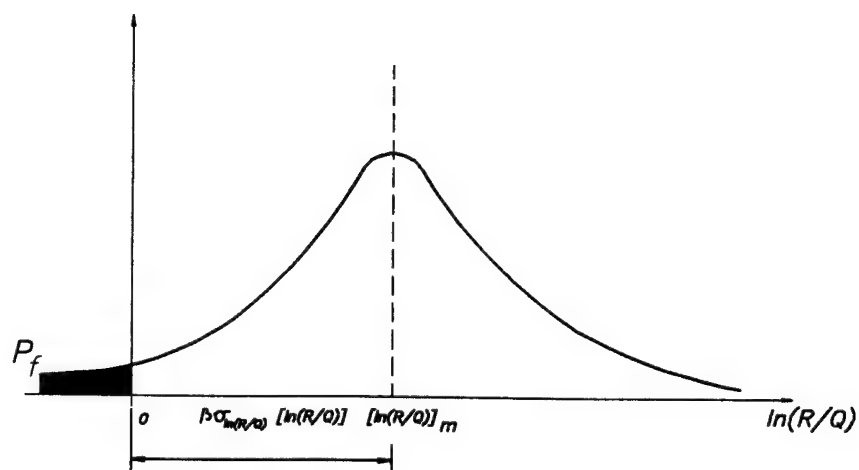


FIGURA C-8.2. Definición del índice de confiabilidad.

CAPÍTULO C-9 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS Y EFECTO P-Δ

C-9.2 VIGAS Y CELOSÍAS ISOSTÁTICAS

Las vigas que se apoyan sobre la parte superior de las columnas y están soportadas lateralmente sólo en el plano de sus alas superiores, pueden volverse inestables a causa de la flexibilidad de la columna. A menos que se provea soporte lateral para el ala inferior, sea mediante arriostramiento o por continuidad en la conexión viga - columna, el desplazamiento lateral de la parte superior de la columna, acompañado por una rotación de la viga alrededor de su eje longitudinal, puede producir el colapso de la estructura.

Para miembros flexocomprimidos con carga transversal entre sus nodos, el valor de C_m se puede calcular utilizando la expresión:

$$C_m = 1 + \Psi N_u / N_{e1} \quad (C-9-1)$$

en donde:

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o E I}{M_o L^2} - 1 \quad (C-9.2)$$

δ_o = Flecha máxima ocasionada por la carga transversal únicamente.

M_o = Momento máximo entre los apoyos debido a la carga transversal únicamente.

En la Tabla C-9.1 se dan algunos valores de Ψ para diversas condiciones de cargas y apoyos.

Se hace notar que el valor de N_u , está controlado por la máxima relación de esbeltez, sin tomar en consideración a cual plano de flexión corresponde ésta. En cambio, N_{e1} se determina siempre para la relación de esbeltez correspondiente al plano donde se produce la flexión. Por lo tanto, cuando solamente hay flexión respecto al eje de mayor momento de inercia, pueden requerirse dos relaciones de esbeltez diferentes al resolver un problema determinado.

C-9.4 ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS

Sin descuidar la atención que debe prestarse a la estabilidad de los miembros individuales de una estructura, se deberá considerar la estabilidad de la estructura como un todo, incluyendo no solo los miembros comprimidos, sino también las vigas, el sistema de arriostramiento y las conexiones. Considerable atención se ha dado en la literatura técnica a la estabilidad de los diferentes tipos de miembros considerados como componentes individuales, y a los efectos de los componentes individuales sobre la estabilidad de la estructura como un todo [Galambos, 1988; Chen, W.F. et al., 1997].

Existen muchos métodos para estudiar la estabilidad de pórticos, pero sigue siendo el concepto de la longitud efectiva el más ampliamente utilizado. El concepto de longitud efectiva es uno de los métodos de estimación de los efectos de interacción del pórtico sobre el miembro comprimido en estudio. Este concepto utiliza los factores k para igualar la resistencia de un miembro comprimido de longitud L , que forma parte de un pórtico, a la de un miembro con sus extremos articulados, de longitud kL sometido únicamente a compresión normal. Aunque el concepto es completamente válido para estructuras ideales, su implementación práctica involucra varias hipótesis que se mencionarán más adelante.

En la resistencia de las columnas sometidas a carga normal deben considerarse dos condiciones de efecto opuesto. Si se aplica suficiente carga normal a las columnas de un pórtico que depende exclusivamente de su propia rigidez a flexión para la estabilidad contra desplazamientos laterales, es decir, cuyos movimientos laterales no están impedidos, tal como se ilustra en la Figura C-9.1, la longitud efectiva de estas columnas será mayor que su longitud real. Por el contrario, si dicho pórtico se arriostra de tal forma que quede impedido el movimiento lateral de los extremos superiores de las columnas respecto a sus bases, o sea su traslación o desplazamiento lateral, la longitud efectiva sería menor que la longitud real, debido a la restricción u oposición al giro de la junta proporcionada por el miembro horizontal. Para estas dos condiciones el factor k , es decir, el cociente de la longitud efectiva de la columna entre su longitud real no arriostrada, puede ser respectivamente mayor o menor de 1.0.

En la Tabla C-9.2 se dan los valores teóricos de k para seis condiciones idealizadas en las cuales el giro y la traslación de las juntas están permitidos sin ninguna restricción o están completamente impedidos. En esta Tabla también se sugieren los valores para el diseño recomendados por el *Structural Stability Research Council* (Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural) para los casos en que las condiciones existentes en el problema real se aproximan a las idealizadas. En general, los valores sugeridos son ligeramente mayores que los teóricos equivalentes, ya que rara vez se obtienen nodos completamente fijos.

Si el extremo inferior de la columna en el caso f de la Tabla C.9.2 estuviese verdaderamente articulado, el factor k excedería realmente de dos (2) en un pórtico como el ilustrado en la Figura C-9.1, ya que la flexibilidad del miembro horizontal haría que las rotaciones en el extremo superior de la columna no estuviesen completamente impedidas. Por otra parte se ha demostrado [Galambos, 1960] que la influencia restrictiva de las fundaciones, aún cuando se diseñen para carga vertical solamente, puede ser muy importante en detalles de bases de columnas con extremos planos y anclajes usuales. Para esta condición, en el caso f un valor de diseño de $k = 1.5$ sería generalmente conservador.

A pesar de que la existencia de paredes de mampostería provee usualmente suficiente rigidez lateral para evitar los desplazamientos laterales de los pórticos de las edificaciones, el uso de tabiquerías livianas y de separaciones amplias entre columnas en edificios altos que no disponen de un sistema efectivo de arriostramiento en diagonal, puede crear una situación donde solamente la rigidez a flexión del pórtico mismo provea esta rigidez lateral. En este caso el factor de longitud efectiva k para la longitud no arriostrada L de una columna, depende de la magnitud de la rigidez a flexión suministrada por los otros miembros coplanares que inciden en el nodo a cada extremo de dicha longitud. Si la rigidez combinada que proveen las vigas es suficientemente pequeña en relación a la correspondiente a las longitudes no arriostradas de las columnas, la longitud efectiva kL podía exceder dos o más alturas de entrepiso [Bleich, 1952].

Se disponen de varios métodos para estimar con suficiente precisión la longitud efectiva de las columnas de pórticos no arriostrados lateralmente, que comprenden desde una interpolación simple entre los casos idealizados mostrados en la Tabla C-9.2 , hasta el uso de procedimientos analíticos muy complejos. En esta Norma se ha reemplazado el uso de nomogramas para calcular el factor de longitud efectiva , por las siguientes fórmulas [Dumonteil, 1992]:

Para pórticos impedidos de desplazarse lateralmente

$$k = \frac{3 \psi_A \psi_B + 1.4(\psi_A + \psi_B) + 0.64}{3 \psi_A \psi_B + 2(\psi_A + \psi_B) + 1.28} \quad (C-9.3)$$

Para pórticos desplazables lateralmente

$$k = \sqrt{\frac{1.6 \psi_A \psi_B + 4(\psi_A + \psi_B) + 7.5}{\psi_A + \psi_B + 7.5}} \quad (C-9.4)$$

En las expresiones (C-9.3) y (C-9.4), los subíndices A y B se refieren a las juntas en los extremos de la columna que se considera, y la rigidez relativa ψ se define como :

$$\psi = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_b / L_b)} \quad (C-9.5)$$

donde la sumatoria comprende todos los miembros conectados rígidamente a cada nodo y ubicados en el plano donde se considera el pandeo de la columna. I_c es el momento de inercia y L_c la longitud no arriostrada de una columna; I_b es el momento de inercia y L_b la longitud no arriostrada de una viga u otro miembro que genere restricción. I_c e I_b se toman alrededor de ejes perpendiculares al plano donde se considera el pandeo. Para extremos de columnas apoyados pero no conectados rígidamente a una fundación, ψ es teóricamente infinita, pero puede tomarse como 10 para efectos prácticos de diseño, a menos que el apoyo se diseñe como una articulación verdaderamente libre de fricción. Si el extremo de la columna está rígidamente conectado a una fundación diseñada adecuadamente, ψ puede tomarse como 1.0. Podrán utilizarse valores más pequeños de k si se justifica mediante un análisis apropiado.

En la Fig. C-9.2 se presentan los criterios del Eurocódigo [ECCS, 1991] para definir la estabilidad y el grado de desplazabilidad lateral de los pórticos de acero.

Tanto el nomograma como las fórmulas que lo sustituyen, se fundamentan en las siguientes hipótesis que rara vez existen en las estructuras reales [Galambos, 1988] En la medida que las condiciones reales difieran de estas hipótesis, los resultados serán irreales, sin embargo existen varios procedimientos que al reflejar mejor las condiciones reales de las estructuras conducen a una mejor evaluación del factor k [Yura, 1971; Disque, 1973; Bjorhovde, 1984; Davison et al, 1988]:

1. Comportamiento puramente elástico.
2. Todos los miembros son de sección constante.
3. Todas las conexiones son rígidas.
4. En pórticos arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en curvatura simple.
5. En los pórticos no arriostrados, las rotaciones en los apoyos de las vigas son de igual magnitud, flectando la viga en doble curvatura, es decir, con un punto de inflexión interno.
6. El parámetro de rigidez $L\sqrt{P/EI}$ es el mismo para todas las columnas.
7. La restricción del nodo se distribuye a la columna por encima y por debajo del mismo en proporción al valor I/L de las dos columnas.
8. Todas las columnas pandean simultáneamente.
9. No hay fuerza normal significativa en las vigas.

En los pórticos no arriostrados se podrá usar columnas doblemente articuladas (*leaning column*), dimensionadas por cargas verticales con $k = 1.0$, siempre que el efecto desestabilizador debido a la pérdida de rigidez lateral en su conexión al pórtico ($k = \infty$) se incluya en el diseño de las columnas del pórtico resistente a momentos. Una columna que está rigidamente conectada en una dirección, puede estar doblemente articulada en la otra dirección. Le Messurier [1977] ha presentado una discusión general de este problema y ha recomendado una solución general para pórticos no arriostrados.

Donde se suponga que los sofitos metálicos empleados en los techos o losas de pisos, el anclaje a muros estructurales o sistemas de arriostramiento vertical, suministran soporte lateral a las columnas individuales de un pórtico, se dará la debida consideración de sus rigideces [Winter, 1958].

Aunque la traslación de los nodos en el plano de una celosía está impedida y, debido a la restricción en los extremos, la longitud efectiva de los miembros comprimidos podría en consecuencia suponerse menor que la distancia entre los puntos de apoyo, es una práctica usual tomar el factor k igual a 1.0 [Galambos, 1988], ya que si todos los miembros de la celosía alcanzan simultáneamente su capacidad de agotamiento resistente, las restricciones en los extremos de los miembros comprimidos desaparecerían o, al menos, se reducirían considerablemente.

C- 9.4.3 Arriostramientos

Las bases teóricas de esta Sección se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. En la Figura C-9.3 se ilustran los diferentes tipos de arriostramientos contemplados en esta Norma.

C-9.5 EFECTOS P-Δ O DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

La resistencia a las cargas laterales debidas a las acciones del viento o el sismo puede ser suministrada en ciertas edificaciones por medio de muros estructurales, que a la vez proporcionan estabilidad de toda la estructura contra las cargas gravitacionales. En las edificaciones estructuradas a base de pórticos, esta resistencia debe ser suministrada por la acción del pórtico, en donde la resistencia puede ser obtenida de muchas maneras, por ejemplo mediante un sistema de arriostramiento, por pórticos resistentes a momento, o por cualquier combinación de componentes resistentes a fuerzas laterales.

En pórticos solicitados por la combinación de cargas laterales y verticales, la deriva ocurre al aplicar las cargas. Para un valor dado de las cargas aplicadas, el pórtico tiene un valor definido de deriva Δ . En pórticos no arriostrados, se generan momentos adicionales en las columnas y vigas del sistema resistente a cargas laterales en cada piso, conocidos como momentos P- Δ , donde P es la sumatoria de las cargas gravitacionales por encima del entrepiso y Δ es la deriva del entrepiso. A medida que se incrementan las cargas, se incrementan los momentos P- Δ , razón por la cual estos efectos P- Δ deben ser cuantificados en el diseño de los pórticos. Análogamente, en los pórticos arriostrados, se incrementa la fuerza normal en los miembros del sistema de arriostramiento; sin embargo, tales efectos son usualmente menos significativos. El ingeniero estructural deberá considerar estos efectos para todos los tipos de pórticos y determinar si son significativos. Como los efectos P- Δ pueden causar derivas mayores que las calculadas cuando se ignoran sus efectos, también deberán ser considerados en el análisis de la deriva bajo cargas de servicio, cuando estos efectos sean significativos. En general, valores de B2 mayores de 1.4 indican la necesidad de incrementar la rigidez de los pórticos o de realizar un análisis elastoplástico de segundo orden [CSA, 1989]. En los pórticos no arriostrados diseñados por análisis plástico, una manera de asegurar la estabilidad es mantener la carga normal de las columnas por debajo del límite de $0.75 \phi_c N_y$.

El ingeniero estructural podrá usar un análisis elástico de segundo orden para calcular las máximas fuerzas y momentos mayorados en los miembros. Estos valores representan la demanda. Alternativamente, para estructuras diseñadas sobre la base de un análisis elástico, el ingeniero estructural podrá usar el análisis de primer orden y los factores de amplificación B_1 y B_2 , cuyo significado se ilustra en la Fig. C-9.4. En el caso más general, los momentos no asociados a desplazabilidad se multiplicarán por el factor B_1 , y los momentos de primer orden, producidos por las fuerzas que ocasionan la desplazabilidad, se multiplicarán por el factor B_2 , cuando los efectos P- Δ no se hayan incorporado a través de incremento de los cortantes producidos por las cargas laterales.

El factor B_2 se aplica solamente a los momentos debidos a las fuerzas que producen el desplazamiento lateral y son calculados para todo un entrepiso. En los pórticos de las edificaciones diseñadas para un predeterminado valor de Δ_{oh} / L , el factor B_2 puede ser calculado directamente para adelantar el diseño de los miembros individuales. Cuando los desplazamientos Δ_{oh} son debidos a la acción sísmica se calcularán de conformidad con la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* como $\Delta_{oh} = 0.8 R \Delta_{ei}$, donde R es el Factor de reducción dado en el Capítulo 6 de la mencionada Norma en función del Tipo estructural y del Nivel de Diseño y Δ_{ei} es el desplazamiento lateral del nivel i suponiendo un comportamiento elástico de la estructura bajo las fuerzas de diseño, incluyendo los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Las derivas máximas que se establecen para el diseño de algunas categorías de edificaciones, pueden usarse para controlar que los efectos secundarios de flexión sean insignificantes [Kanchanalai y Lu, 1979; ATC, 1978]. Es conservador aplicar el factor B_2 a la suma de los momentos, $M_{lt} + M_{nt}$

En un pórtico desplazable bajo cargas gravitacionales pueden ocurrir dos clases de momentos de primer orden, M_{lt} y M_{nt} . El momento M_{nt} se define como el momento que se desarrolla en un miembro cuando se previene la desplazabilidad lateral del pórtico. Si se necesita una fuerza de restricción significativa para prevenir la desplazabilidad de una estructura asimétrica o una estructura simétrica cargada asimétricamente, los momentos inducidos por la liberación de la fuerza restrictiva serán los momentos M_{lt} a ser multiplicados por el factor B_2 . En pórticos razonablemente simétricos, este efecto podrá ser pequeño. Cuando los momentos $B_2 M_{lt}$ son sumados algebraicamente a los momentos $B_1 M_{nt}$, se obtendrá un valor bastante preciso de la demanda de momento, M_u . En la Figura C-9.5 se muestra como modelar los efectos P-Δ en un análisis elástico de primer orden utilizando los factores B_1 y B_2 . En los pórticos desplazables solicitados por cargas laterales debidas a viento o sismo, los momentos en los nodos siempre serán $B_2 M_{lt}$.

Los momentos de primer orden amplificados por los factores B_1 y B_2 deben estar en equilibrio en los nodos, como se indica en la Fig. C-9.6. El equilibrio exige que los momentos estén balanceados con los momentos de los miembros conectados, lo que puede realizarse satisfactoriamente, distribuyendo la diferencia entre el momento amplificado y el momento de primer orden a otros miembros resistentes a momentos conectados al miembro comprimido (o miembros) en proporción a la rigidez relativa de los miembros no comprimidos. A juicio del ingeniero, se podrán despreciar los desbalances menores. Sin embargo en situaciones complejas, como la que ocurre cuando hay una magnificación significativa en varios miembros que concurren a un nodo, puede requerirse un análisis elástico de segundo orden. Las conexiones también se diseñarán para resistir los momentos mayorados.

La fórmulas (9-7) y (9-8) pueden expresarse en alguna de las siguientes formas que se indican a continuación:

$$N_e = A F_y / \lambda_c^2 = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 EA}{(kL/r)^2} \quad (C-9-3)$$

Para los miembros comprimidos en pórticos arriostrados, B_1 se determina a partir de los valores de C_m pero B_1 nunca será menor de 1.0.

Es tradicional en el análisis estructural usar como longitud del miembro, la distancia centro a centro entre sus apoyos. En los pórticos, arriostrados o no arriostrados, la fuerza normal teórica N_t está controlada por la máxima relación de esbeltez, independientemente del plano de flexión. Pero las cargas N_{e1} y N_{e2} se calcularán siempre usando la relación de esbeltez en el plano de flexión. De manera que cuando la flexión ocurre alrededor del eje fuerte solamente, se deberán emplear dos valores diferentes de la relación de esbeltez para resolver el problema.

Deberá tomarse en cuenta la interacción de los efectos de las cargas mayoradas cuando se emplea un análisis de segundo orden, esto es, se usará en el análisis la combinación de las cargas mayoradas. No es adecuada la superposición de fuerzas obtenidas de análisis separados. Esta disposición se refleja en muchos programas de cálculo estructural que realizan el análisis P-Δ incorporando el comando *Repetir carga (Repeat Load)* para crear un nuevo caso de carga utilizando las combinaciones previamente definidas como casos de cargas primarias. El comando *Repetir* es tratado como una nueva carga primaria, de manera de poder reflejar las correcciones debidas a los efectos secundarios, por esto no debe ser confundida con el comando *Combinación de cargas (Load Combination)* que combina algebraicamente los efectos de las cargas primarias definidas y evaluadas independientemente.

Cuando la flexión ocurre alrededor de ambos ejes x e y, la demanda flexional calculada alrededor de cada eje será ajustada por los valores C_m , N_{e1} y N_{e2} correspondientes a la distribución de momentos y la relación de esbeltez en los planos de flexión, y luego será tomada como una fracción de la resistencia a flexión, $\phi_b M_t$, alrededor de este eje, con la debida consideración de la longitud no arriostrada del ala en compresión.

Las fórmulas (9-2) y (9-4) son una buena aproximación del máximo momento de segundo orden en miembros comprimidos que no tienen traslación relativa de sus nodos ni cargas transversales entre los extremos del miembro [Ketter, 1961]. La versión de la norma AISC - ASD 1978 impuso el valor límite de $C_m \geq 0.4$ correspondiente a la relación $M_1/M_2 = 0.5$. Zandonini [1985] señaló que la fórmula (9-4) puede usarse en el plano de los momentos de segundo orden si se elimina la limitación de 0.4. Este límite fue originalmente adoptado por Austin [1961] para resolver problemas de pandeo lateral torsional y no problemas de resistencia flexional de análisis de segundo orden en el plano. Esta interpretación incorrecta dada al factor C_m ha sido corregida por el AISC.

Para viga- columnas con cargas transversales, los momentos de segundo orden pueden ser aproximados usando la siguiente fórmula para miembros simplemente soportados

$$C_m = 1 + \psi N_u / N_{e1} \quad (C-9.6)$$

donde

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1 \quad (C-9.7)$$

δ_o = Flecha máxima debida a la carga transversal.

M_o = Momento máximo de diseño mayorado entre los apoyos, debido a la carga transversal.

Si, como en el caso de grúas de pescante, la viga está sometida a cargas gravitacionales transversales y a una parte del momento calculado en el apoyo, el valor de δ_o incluirá la flecha entre apoyos producida por este momento.

Para miembros restringidos se usarán los valores dados en la Tabla C-9.1 [Iwankiw, 1984]. Estos valores de C_m se usarán siempre con el momento máximo en el miembro. Para los casos de miembros con extremos restringidos, los valores de B_1 serán más precisos si se usa $k < 1.0$ en el cálculo de P_{el} . En lugar de usar la fórmula (C-9.6), podrá usarse conservadoramente un valor de $C_m = 1.0$ para el caso de miembros cargados transversalmente con apoyos no restringidos y de 0.85 para extremos restringidos.

Para propósitos de diseño los miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos pueden considerarse divididos en dos segmentos en el punto de aplicación de la carga o momento, y cada segmento tratado como un miembro que depende de su propia rigidez flexional contra el desplazamiento lateral en el plano de flexión considerado, tomando $C_m = 0.85$. Para efectos de la relación de esbeltez como miembro comprimido, se tomará la longitud total del miembro.

Se permitirán ajustes en la reducción de la rigidez debido a la inelasticidad de la columna.

TABLA C-9.1
COEFICIENTES C_m





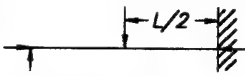


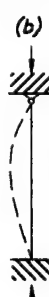
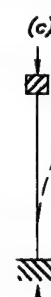







Caso	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{Nu}{Ne1}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{Nu}{Ne1}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{Nu}{Ne1}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{Nu}{Ne1}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{Nu}{Ne1}$

TABLA C-9.2
VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA k

La forma de la columna pandeada se muestra con la línea de trazos	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valor teórico de k .	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales.	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las restricciones en los extremos.	 Rotación restringida y traslación restringida.  Rotación libre y traslación restringida.  Rotación restringida y traslación libre.  Rotación libre y traslación libre.					

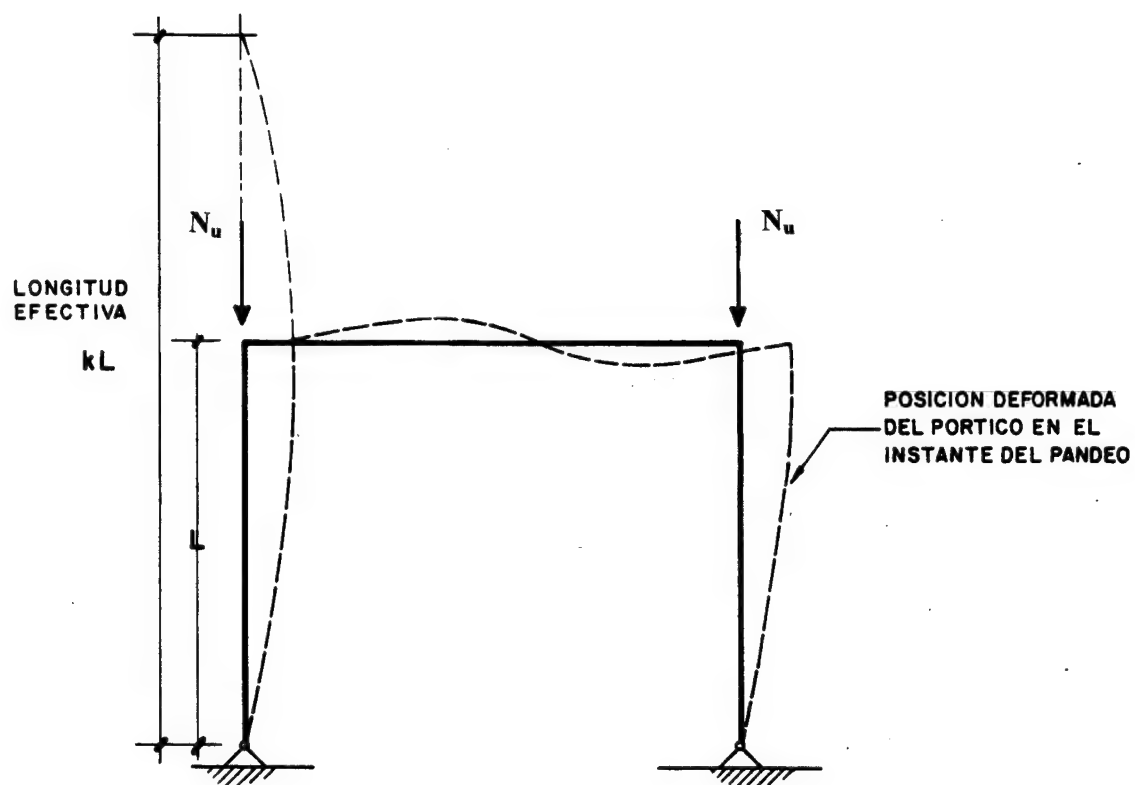
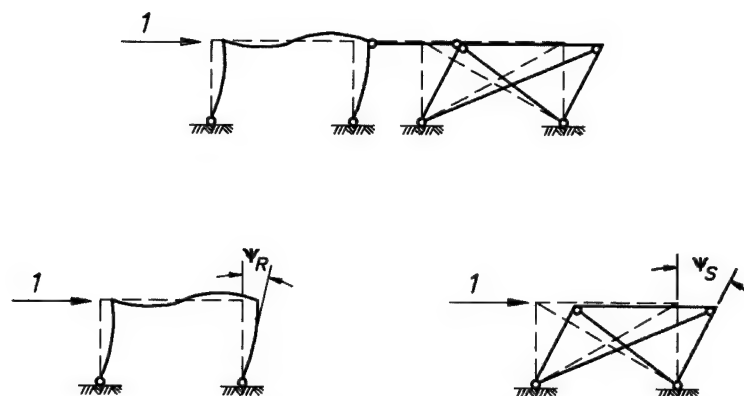


FIGURA C-9.1 LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA EN UN PÓRTICO CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMITIDOS



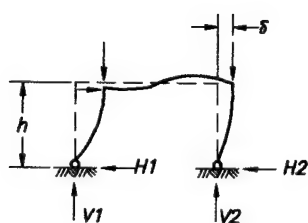
Un pórtico soportado lateralmente por un sistema de arriostramiento puede clasificarse como un pórtico arriostrado cuando:

$$\Psi_S < 0.2 \Psi_R$$

Ψ_R – Rigidez lateral del pórtico no arriostrado

Ψ_S – Rigidez lateral del sistema de arriostramiento

FIGURA C-9.2 (a). Criterio 3 para clasificar la estabilidad de pórticos.



Para que un pórtico sea tratado como pórtico sin desplazamiento lateral

$$\frac{\delta \cdot \Sigma V}{h \cdot \Sigma H} \leq 0.1$$

δ – Desplazamiento horizontal relativo en el tope del entrepiso respecto a la base del piso

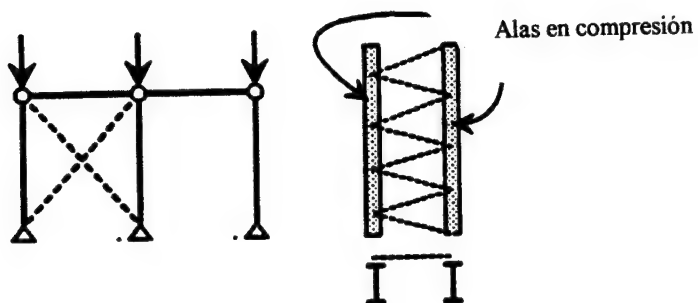
h – Altura del entrepiso.

ΣH – Reacción horizontal total en la base del entrepiso ($H1 + H2$).

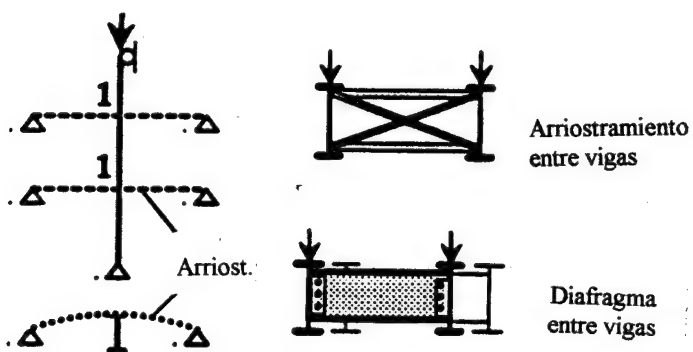
ΣV – Reacción vertical total en la base del entrepiso ($V1 + V2$).

FIGURA C-9.2 (b). Criterio para clasificar la desplazabilidad lateral de los pórticos de acero.

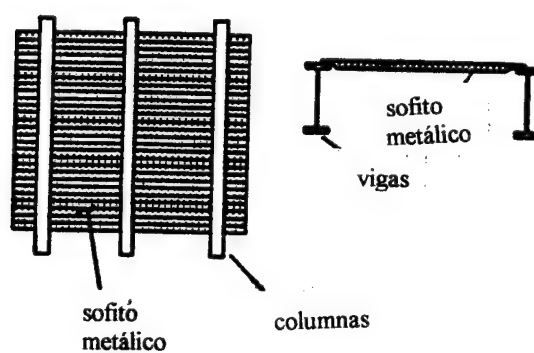
FIGURA C-9.2 Criterios del Eurocode 3.



a) Arriostramiento relativo



b) Arriostramiento nodal o discreto



c) Arriostramiento continuo

FIGURA C-9.3 TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTOS

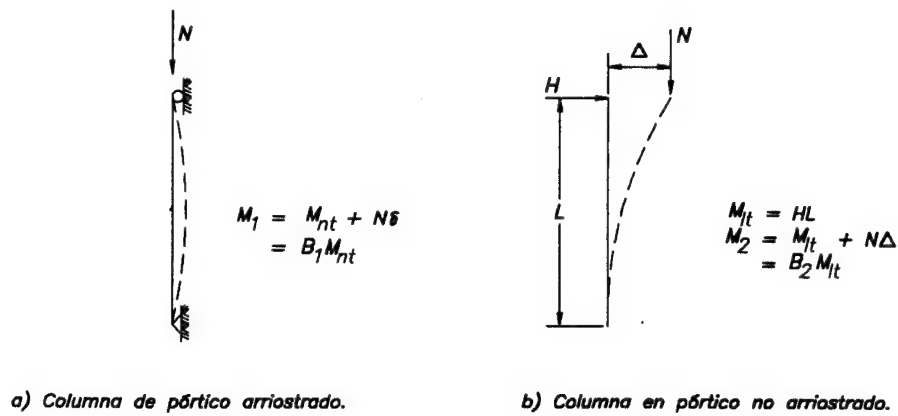


FIGURA C-9.4 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

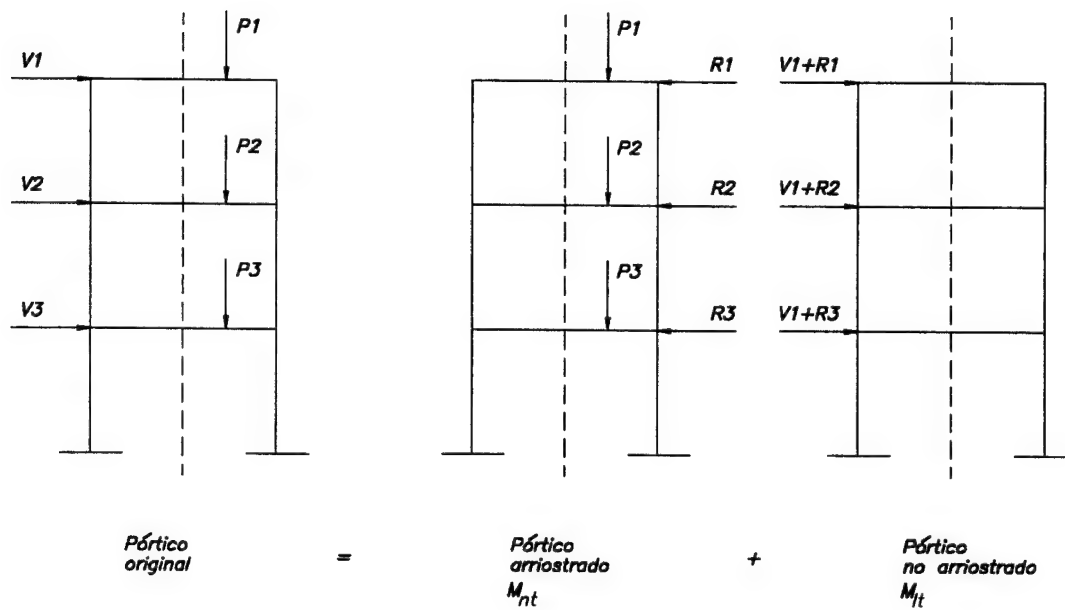


FIGURA C-9.5 MODELO MATEMÁTICO PARA INCORPORAR LOS EFECTOS P-Δ A PARTIR DE UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN.

CAPÍTULO C-10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES

C-10.3 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

Las hipótesis de solicitaciones incluyen las combinaciones de solicitaciones y sus correspondientes factores de mayoración. Véase en la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 una extensa discusión de los conceptos de acciones, cargas, solicitaciones, y resistencia. En este Capítulo se han adoptado los criterios de la Norma AISC-LRFD 93, con las modificaciones correspondientes a las combinaciones sismorresistentes según el AISC 1997, el NEHRP 97 [AISC 1997, NEHRP, 1997b], el ASCE 7-95 [ASCE, 1995] así como la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*. A su vez, las combinaciones de solicitaciones y factores de mayoración de la Norma AISC -LRFD 93 provienen de la Norma ASCE 7-95 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* [ASCE, 1995], fundamentadas en los trabajos de Ellingwood y otros [1982]. El objetivo del índice de confiabilidad β , definido en la Sección C-8.3, es de 3.0 para las combinaciones con acciones gravitacionales solamente (acciones permanentes y variables), de 2.5 para las combinaciones que incluyen las acciones del viento, y de 1.75 para las combinaciones con acciones sísmicas.

En los factores de mayoración de las combinaciones de solicitaciones se reconoce que cuando simultáneamente con la acción permanente actúan varias acciones, sólo una de ellas alcanza el valor máximo esperado durante su vida útil, mientras que las otras acciones se mantienen en un valor puntual arbitrario en el tiempo que puede ser alcanzado en la estructura en cualquier tiempo (Regla de Turkstra). Por ejemplo, se consideran apropiadas las siguientes combinaciones para las solicitaciones producidas por acciones permanentes, variables y eólicas:

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CV} CV$$

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CVa} CV_a + \gamma_w W$$

$$\gamma_{CP} CP + \gamma_{CV} CV + \gamma_{wa} W_a$$

donde γ es el factor de mayoración apropiado según lo designa el subíndice. El subíndice se refiere al valor puntual arbitrario en el tiempo. Las combinaciones dadas en este Artículo provienen entonces de tomar en cuenta la dispersión de los valores estadísticos y de asignar valores de mayoración modificados para no tener que calcular otras cargas diferentes a los valores nominales dados en las correspondientes normas de acciones. En el caso particular de las solicitaciones sísmicas, el factor de mayoración es la unidad (1.0) debido a que las acciones sísmicas calculadas según la Norma COVENIN – MINDUR 1756, se basan en la disipación de energía post-elástica en la estructura.

La combinación (10-10) corresponde esencialmente a la especificada por la norma ASCE 7-95.

C-10.3.1 Requisitos sismorresistentes adicionales

La nueva generación de normas norteamericanas [ICBO 97, NEHRP 97, AISC 97] ha incorporado combinaciones especiales con el factor de sobrerresistencia del sistema estructural, Ω_o , para tomar en cuenta la sobrerresistencia inherente al Tipo del sistema estructural y como se explica en el comentario C-5.2 y C-5.2.7 del NEHRP 97 [FEMA, 1997], que durante el máximo sismo probable, las fuerzas normales calculadas en las columnas usando el sismo de diseño especificado pueden ser excedidas como resultado de la reducción de las fuerzas sísmicas elásticas por efecto de ductilidad, y que usualmente este tipo de análisis no incorpora explícitamente la concurrencia de aceleraciones verticales. Las combinaciones propuestas suministran una aproximación al efecto vertical del sismo, la combinación (10-9) como la demanda mínima a compresión de la columna y la (10-10) como la demanda mínima a tracción. Estas fuerzas se aplican sin considerar cualquier flexión concurrente sobre el miembro. Las excepciones a los valores estos límites de estas combinaciones, indicadas en la Sección 15.5.1, son condiciones autolimitantes basadas en la resistencia que el sistema como un todo transfiere como carga normal a la columna. Así por ejemplo, la resistencia a tracción de un pilote puede ser mucho más grande que la demanda cuando sus dimensiones dependen de su resistencia a compresión.

C-10.4 HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La tendencia a usar aceros de alta resistencia como una forma de controlar la desviaciones de los valores cedentes nominales [AISC, 1997; Cattani, J., 1999] así como la nueva tendencia en la ingeniería sismorresistente de proyectar con base al desempeño de la estructura para limitar el nivel de daños en las edificaciones [SEAOC, 1996; ATC, 1997] va haciendo cada día más importante revisar el estado límite de servicio, así por ejemplo, el ATC 34 [ATC, 1995] ha propuesto una ecuación alternativa a la (C-8.1) escrita en términos de deformación. La condición fundamental para el Estado Límite de Resistencia dado en la Tabla 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98 puede generalizarse al Estado Límite de Servicio adecuando la definición de algunos términos de la Demanda, a ser formula como \bar{D}_{ik} , y expresando la Capacidad como $\phi_i \Delta_{ni}$, siendo Δ_{ni} el valor límite de flecha, vibración, etc., reglamentado por las normas correspondiente al componente i .

A menos que explícitamente se indique lo contrario, los factores de mayoración para las combinaciones de solicitaciones correspondientes al estado límite de servicio serán iguales a uno (1.0).

PARTE C-2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO C-11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

C-11.1 ALCANCE

Este Capítulo está basado en las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* 1997, del AISC, donde se han sistematizado las enseñanzas aprendidas en los terremotos de Northridge y Kobe [SAC 1995a a 1995g y FEMA 1995, 1997a y 1997b]. En esta Norma los requisitos sismorresistentes se han organizado en función de los Niveles de Diseño definidos en el Capítulo 3.

En la Fig. C-11.1 se identifican los elementos de una conexión totalmente restringida o conexión de momento, según se definen en el Apéndice F. Los ensayos han demostrado que la rotación inelástica observada en los pórticos resistentes a momento, es una combinación de deformaciones por flexión en las rótulas plásticas y deformaciones por corte en la zona del panel, a menos que el alma de la columna sea inusualmente gruesa. La contribución de la zona del panel a la rotación inelástica se considera beneficiosa, pero debe estar limitada, en consecuencia, debe ser determinada experimentalmente para cada tipo de conexión.

Las disposiciones sismorresistentes del AISC de 1992 (2da. Edición) se formularon básicamente de los trabajos experimentales realizados al comienzo de los años 1970 [Popov y Stephen, 1972]. Las investigaciones generadas a raíz del terremoto de Northridge reconocieron que los cambios en los materiales, la soldadura, las estructuraciones y las dimensiones de los miembros hacían inapropiadas estas reglas para las prácticas actuales de diseño. Adicionalmente, estudios recientes utilizando un análisis dinámico con acelerogramas obtenidos en las proximidades de fallas activas e incluyendo los efectos P- Δ demuestran que la demanda en las derivas exceden significativamente los rangos previamente supuestos como posibles [Krawinkler y Gupta, 1998]. Por estas razones, las disposiciones del AISC de 1997 (3ra. Edición) y su Suplemento de 1999 acogen las recomendaciones de las publicaciones FEMA [FEMA 1995, 1997b] de que todas las conexiones se basarán en ensayos, excepto las conexiones de los pórticos con Nivel de Diseño ND1 que pueden diseñarse con disposiciones normativas basadas en ensayos que demostraron tener un desempeño exitoso. La intención de esta Norma no es exigir ensayos específicos para cada diseño, excepto cuando se trate de un diseño único y no existan ensayos o publicaciones que representen adecuadamente las condiciones para las cuales será usado. Existen muchas publicaciones sobre ensayos con muchas de las combinaciones de tamaños de vigas y columnas [FEMA 1997c; NIST/AISC, 1998].

C-11-2 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND1

La norma sísmica AISC [AISC, 1997] no especifica un valor límite para la longitud no arriostrada lateralmente en los sistemas resistentes a sismos con Nivel de Diseño ND1, porque en este Nivel no se espera la formación de rótulas plásticas. Los requisitos generales para el arriostramiento lateral de las vigas del Capítulo 16 se han desarrollado para una capacidad de rotación inelástica de al menos tres veces la rotación al inicio de la cedencia ($3 \theta_y$). El diseño sismorresistente exige rotaciones inelásticas de 7 a 9 veces θ_y ; véanse los Comentarios C-11.3.2, C-11.4.3 y C-16.3.2.3.1. Rigurosamente, la longitud no arriostrada para diseño plástico L_{pd} (fórmula 16-1) se sustenta en un análisis del mecanismo plástico que presupone que la primera rótula tiene suficiente capacidad de rotación para permitir la formación de una segunda rótula plástica sin que la primera sea inestable. La longitud de arriostramiento lateral que resulta para vigas flectadas en doble curvatura, es decir, haciendo $M1/M2 = +1.0$ en la fórmula (16-1) es muy similar a las que se obtiene en el pandeo lateral elástico.

C-11-3 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND2

Excepto los requisitos de capacidad de rotación plástica y otras pocas excepciones, los requisitos para los pórticos con Nivel de Diseño ND2 son las mismas que se exigen a los pórticos con Nivel de Diseño ND3 [FEMA, 1995; SAC, 1995d].

C-11.3.2 Arriostramiento lateral de las vigas

En los pórticos resistentes a momento, casi siempre las vigas están próximas a la condición de doble curvatura, a menos que un extremo esté articulado. Si en la fórmula (16-1) se supone M_p en un extremo y articulado el otro, la expresión resultante es $252000 r_y/F_y$, que para acero ASTM A36 toma el valor de $99.6 r_y \approx 100 r_y$, el UBC [ICBO, 1991] tiene para esta limitación $96 r_y$.

C-11.4 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Los sistemas apórticados con Nivel de Diseño ND3 propiamente diseñados, detallados, fabricados e inspeccionados conforme a los presentes requisitos, resultan en general, en sistemas dúctiles confiables que responden bien a los grandes movimientos sísmicos tanto en edificaciones altas como bajas. Antes del terremoto de Northridge 1994, dentro de ciertas limitaciones y restricciones se consideraban tres fuentes de disipación de la energía inelástica absorbida a través del comportamiento dúctil de los miembros del pórtico: las rótulas plásticas por flexión en las vigas adyacentes a la cara de la columna, la cedencia por corte en la zona del panel de la conexión viga – columna, y el menos deseable de todos, cedencia en las columnas. En esta Norma se adopta la filosofía de diseño de columnas fuertes –vigas débiles, es decir, la principal fuente de disipación de energía son las rótulas plásticas en las vigas a una cierta distancia de la cara de la columna, previniendo la fractura frágil y el pandeo severo dentro y en la zona adyacente a la zona de plastificación, como se muestra en la Fig. C-11.2. Las disposiciones de este Artículo tienen como objetivo suministrar una capacidad de rotación inelástica de al menos 0.03 radianes bajo las condiciones estipuladas en el protocolo de ensayo, a la vez que limitar o prevenir la distorsión de la zona del panel, la formación de rótulas plásticas en las columnas y el pandeo local, cualquiera de las cuales puede conducir a un desempeño inadecuado del pórtico a pesar del buen comportamiento de las conexiones.

C-11.4.1 Relaciones ancho / espesor

Esta disposición establece la correspondencia entre los Niveles de Diseño, del Capítulo 3, con la clasificación de las secciones transversales del Capítulo 4. La relación ancho / espesor de los elementos de la sección transversal suministra la necesaria estabilidad ante el pandeo local. Los valores límites dados en la Tabla 4.1 fueron considerados adecuados por el Comité que redactó las especificaciones sismorresistentes [Sawyer, H.A, 1961; Lay, M.G, 1965; Lamp, A.R, 1986; Bansal, J.P, 1971] para ductilidades de 6 o 7, basados en los ensayos realizados hasta la fecha de su publicación en 1992, pero es posible que ensayos posteriores puedan conducir a la modificación de estos límites.

C-11.4.2 Área las alas de las vigas

Esta disposición está orientada a evitar detalles de reforzamiento o reducción de secciones de vigas que puedan constituirse en concentradores de tensiones en el área donde se prevea la formación de rótulas plásticas. Las vigas de sección reducida (*dog-bone*, hueso de perro) que por lo general tienen un cambio gradual del área del ala satisfacen este requisito. En estas vigas se reduce el área intencionalmente para limitar la demanda sobre la conexión soldada y se provee de una región bien definida para la acción inelástica [SEAO, 1996; SAC, 1995, 1997a].

C-11.4.3 Arriostramiento lateral de las vigas

Debido a las oscilaciones de bajo ciclaje de los pórticos sometidos a las acciones sísmicas y las incertidumbres en la localización de las rótulas, se ha limitado, conservadoramente, la separación entre los soportes laterales de las vigas de los pórticos en ambas alas, a $176400 r_y / F_y$. Este valor es ligeramente mayores al de la fórmula (16-8) que no incorpora los efectos beneficiosos del gradiente de momentos y que solo tiene sentido para $C_b = 1.0$, correspondiente al caso de un diagrama de momentos uniforme.

C-11.4.4 Conexiones y Juntas viga – columna

Los criterios de aceptación de los resultados experimentales están dados en el Apéndice F. Aunque la aceptación está focalizada en el nivel de rotación plástica alcanzada, también debe prestarse atención a la degradación de la resistencia a medida que se incrementa el nivel de deformación, porque este tipo de comportamiento análogamente al efecto P- Δ en los pórticos, tiende a incrementar la demanda de momento. A falta de mayor información adicional, el Comentario del AISC recomienda que el deterioro en la resistencia a flexión más allá de 0.03 radianes esté limitada a valores no menores al momento plástico teórico calculado con la tensión cedente mínima especificada, F_y , es decir, $M_{0.003} \geq M_p$. Cuando sea el pandeo de alas de la viga pandeen o las vigas con sección reducida sean las que limiten la resistencia en vez de las conexiones, se permitirá un nivel de deterioro de 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas, conforme a lo especificado en el punto 1 de la Subsección 11.4.4.2; véase la Figura C-11.3.

Las limitaciones entre las diferencias de los valores experimentales de F_y y la tensión cedente esperada F_{ye} para las vigas, las columnas y los elementos de conexión no aplica retroactivamente a la base de datos de ensayos precalificados existentes para la fecha de publicación de la presente Norma, se aplicarán solamente a los nuevos ensayos de calificación.

C-11.4.4.3 Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

Las vigas con grandes cargas gravitacionales o donde la zona del panel sea débil, ilustran alguno de los casos en los cuales se justifica un análisis estructural para obtener un menor valor de V_u .

C-11.4.5 Zona del panel en conexiones viga - columna

Los fundamentos teóricos de estos requisitos son esencialmente los mismos que se dan el comentario C-20.7, basados en los resultados de muchos ensayos bajo cargas cíclicas realizados en años recientes, que demostraron que la cedencia por corte en la zona del panel se alcanza después de muchos ciclos de distorsión inelástica, de forma que la zona del panel no necesita desarrollar las rotulas de la viga [Popov et al., 1996; Slutter, 1981; Becker, 1971; Fielding and Huang, 1971; Krawinkler, 1978]. Numerosos ensayos reportan el efecto beneficioso de la cedencia de la zona del panel dentro de ciertos límites, pero ensayos recientes parecen demostrar que una excesiva deformación de la zona del panel puede conducir a fallas prematuras en las juntas y conexiones [Popov et al., 1996]. Por estos motivos, hasta tanto no se tenga una mejor comprensión del comportamiento sismorresistente de esta zona, el AISC consideró prudente conservar las fórmulas y aplicar un factor de minoración de la resistencia de 0.75 para los Niveles de Diseño ND2 y ND3, y dejar el de 0.90 para el Nivel de Diseño ND1, tal como se especifica en el Artículo 20.7, y modificar la magnitud de la demanda por corte en el panel a 0.8 veces la suma de los momentos plásticos $R_y M_p$ de la vigas que concurren a la conexión. El factor del ochenta por ciento (80%) es una aproximación al reconocimiento de los resultados observados en los análisis inelásticos, donde debido a la presencia de las cargas verticales y la variación en la ubicación del punto de inflexión no es probable alcanzar el valor de M_p simultáneamente en ambos lados de una columna. Para minimizar el riesgo de pandeo por corte durante las deformaciones inelásticas de la zona del panel, el espesor del material en la zona del panel está limitado a no menos de $1/90$ de la suma de su ancho y largo. Para que el espesor de cualquier plancha adosada sea efectiva en la inhibición del pandeo local, deberá ser conectada en la zona del panel por medio de soldadura de tapón [SSEC, 1986]; véase la Figura C-11.4.

Las planchas adosadas usadas para incrementar la resistencia o para reducir las deformaciones en la zona del panel se podrán disponer como se muestra en la Figura C-11.5. En el caso de planchas paralelas al alma de la columna, tanto el alma como cada una de las planchas deberán satisfacer la fórmula (11-1). Como el uso de rigidizadores diagonales para reforzar y rigidizar la zona del panel no ha sido adecuadamente ensayado para cargas reversibles de bajo ciclaje en el rango inelástico, no se dan recomendaciones sismorresistentes sobre detalles específicos.

Las planchas adosadas pueden ser diseñadas para extenderse entre las planchas de continuidad que son soldadas directamente al alma de la columna o que pueden ser extendidas por arriba y por debajo de las planchas de continuidad las cuales son soldadas a la plancha adosada. En este último caso, las soldaduras horizontales en el tope y en el fondo de la plancha adosada se dimensionarán para que transfiera todas las cargas impuestas para el sistema diseñado. En particular, las soldaduras de la plancha adosada al alma de la columna se diseñarán para transferir la porción de carga de la plancha de continuidad al alma de la columna. La soldadura de filete para fijar los bordes de la plancha adosada a lo largo del alma de la columna, cumplirá con los requisitos de la Tabla 23.5.

Las soldaduras de las planchas adosadas a las alas de la columna, deberán tener en cuenta el corte vertical y las cargas de flexión de las vigas que se conectan perpendicularmente al alma de la columna y soportadas por la plancha adosada, así como las cargas normales de compresión o tracción entregadas al alma de la columna y las planchas adosadas por las alas de las vigas conectadas dentro de las alas de la columna.

C-11.4.6 Planchas de continuidad

En todos los casos se usarán planchas de continuidad a menos que experimentalmente se demuestre que las características del diseño de una determinada conexión son tales que garanticen la reducción o redistribución de las tensiones en las alas sin la presencia de las planchas de continuidad.

Debido a que los ensayos post-Northridge demuestran que tanto las planchas de continuidad con espesores delgados como las de espesores sumamente gruesos pueden producir igual detrimento en el comportamiento esperado, no se suministran reglas de diseño. El dimensionado de las planchas de continuidad deberá basarse en resultados experimentales.

C-11.4.7 Relación de momentos en los nodos

Esta Sección se fundamenta en la filosofía de columnas fuertes – vigas débiles, y el ingeniero debe tener presente concierne más al comportamiento global del pórtico que a la interconexión individual de vigas y columnas, por lo que el uso de la fórmula (11-2) no constituye garantía de que las columnas individualmente cedan, aún cuando las conexiones satisfagan los requisitos. El análisis no lineal demuestra que la distribución de momentos, localización de puntos de inflexión y las deformaciones inelásticas difieren de las condiciones idealizadas. Sin embargo, el cumplimiento de los requisitos de la fórmula (11-2) forzará a que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en las vigas antes que en las columnas como mecanismo de disipación de energía.

En la fórmula (11-2) tiene un formato más complejo que en la versión precedente de 1992 de las AISC *Seismic Provisions*, entre otras razones porque la localización de la rótula plástica se ha desplazado de la cara de la columna, y porque se ha reconocido el potencial de sobrerresistencia existente en las vigas, como se discutió en C-5.2.2. En todos los casos, aún en el de las excepciones contempladas en las Subsecciones 11.4.7.1 y 11.4.7.2, las columnas deberán cumplir con los requisitos de las Secciones 11.4.1 y 11.4.2.

C-11.4.8 Arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna

Para asegurar un funcionamiento adecuado, particularmente durante el comportamiento inelástico bajo solicitaciones sísmicas en o adyacente a la conexión viga - columna, la columna necesita ser arriostrada para prevenir su rotación fuera del plano del pórtico de momento.

C-11.4.8.1 Conexiones viga –columna arriostradas lateralmente

Las conexiones viga – columnas son usualmente restringidas lateralmente por el techo o el sistema de piso. Para estos casos, se requiere el soporte lateral de la conexión solamente en los niveles del ala superior de las vigas en la medida que la columna demuestre permanecer elástica. Cuando no se puede demostrar que la columna permanece elástica, se formará potencialmente una rótula y la columna deberá ser soportada lateralmente en los niveles de ambas alas de la viga, la superior y la inferior.

El soporte lateral suministrado a la conexión viga - columna se diseñará para una demanda del dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica de la viga.

El AISC reconoce que la base de datos disponible sobre la rigidez de los arriostramientos es muy limitada para poder cuantificar cuando un soporte lateral es suficientemente rígido para inhibir el movimiento lateral de las alas de la columna, por lo tanto, los ingenieros deberán ser cautelosos en el diseño del soporte lateral de los miembros que son compuestos de elementos razonablemente rígidos y anclados a los soportes rígidos [Bansal, J.P., 1971].

El soporte lateral no necesita ser un miembro separado de la conexión viga - columna en todos los casos. Se ha demostrado que las fuerzas de soporte lateral pueden ser adecuadamente llevadas por el alma de la columna o las alas de la viga.

C-11.4.8.2 Conexiones viga – columna no arriostradas lateralmente

Las conexiones no restringidas pueden ocurrir en casos especiales de pórticos de dos entrepisos, en pisos de estacionamientos mecánicos o por una disposición espacial arquitectónica. Donde esto ocurra, se tendrá especial cuidado de minimizar el potencial de pandeo fuera del plano de la conexión, cumpliendo las disposiciones que se enuncian en esta Subsección.

C-11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

El colapso de algunas de las torres del complejo Pino Suárez durante el terremoto de México 1985 [Osteraas, J; Krawinkler, H., 1989] despertó el interés por el comportamiento de este tipo de estructuración. En la Norma SEAOC 1988 se introducen requisitos para su diseño, pero fue en la propuesta de modificación del NEHRP 1997 [NEHRP, 1997b] donde por primera vez verdaderamente se sistematizaron los requisitos que deben cumplirse. Estos requisitos se fundamentan principalmente en investigaciones experimentales. [Goel et al., 1994a, 1994b; Basha y Goel 1994; Itani y Goel, 1991].

C-11.5.4 Segmento especial

Como se espera que el segmento especial entre en cedencia en toda su longitud, no se aplicarán cargas estructurales significativas dentro del mismo. Consecuentemente, se establece para los miembros diagonales del alma un límite superior para las fuerzas normales debidas a las cargas verticales aplicadas directamente dentro del segmento. Véase la Fig. C-11.6.

C-11.5.4.4 Resistencia teórica de los miembros del segmento especial

Los pórticos con vigas de celosía se proyectarán para que disipen energía a través de la cedencia por flexión de los miembros de los cordones y por cedencia normal y pandeo de los miembros diagonales del alma dentro del segmento especial. Se podrá utilizar un análisis plástico para determinar las demandas por corte dentro del segmento especial bajo las combinaciones que incorporen la solicitación sísmica.

C-11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

Los pórticos con vigas de celosía se proyectarán para que todos sus miembros a excepción de los localizados dentro del segmento especial involucrados en la formación del mecanismo de cedencia, las columnas y todas las conexiones permanezcan elásticos.

La fórmula (11-3) toma en consideración las incertidumbres en el valor de la cedencia del acero y los efectos del endurecimiento por deformación en los miembros del alma que ceden y los miembros del cordón que se rotulan. Está basada en análisis aproximados y resultados experimentales en pórticos sometidos a una deriva del tres por ciento (3%) [Basha y Goel, 1994]. Los ensayos demuestran que $0.3 N_{cn}$ representa el promedio de la capacidad nominal de post-pandeo bajo cargas cíclicas.

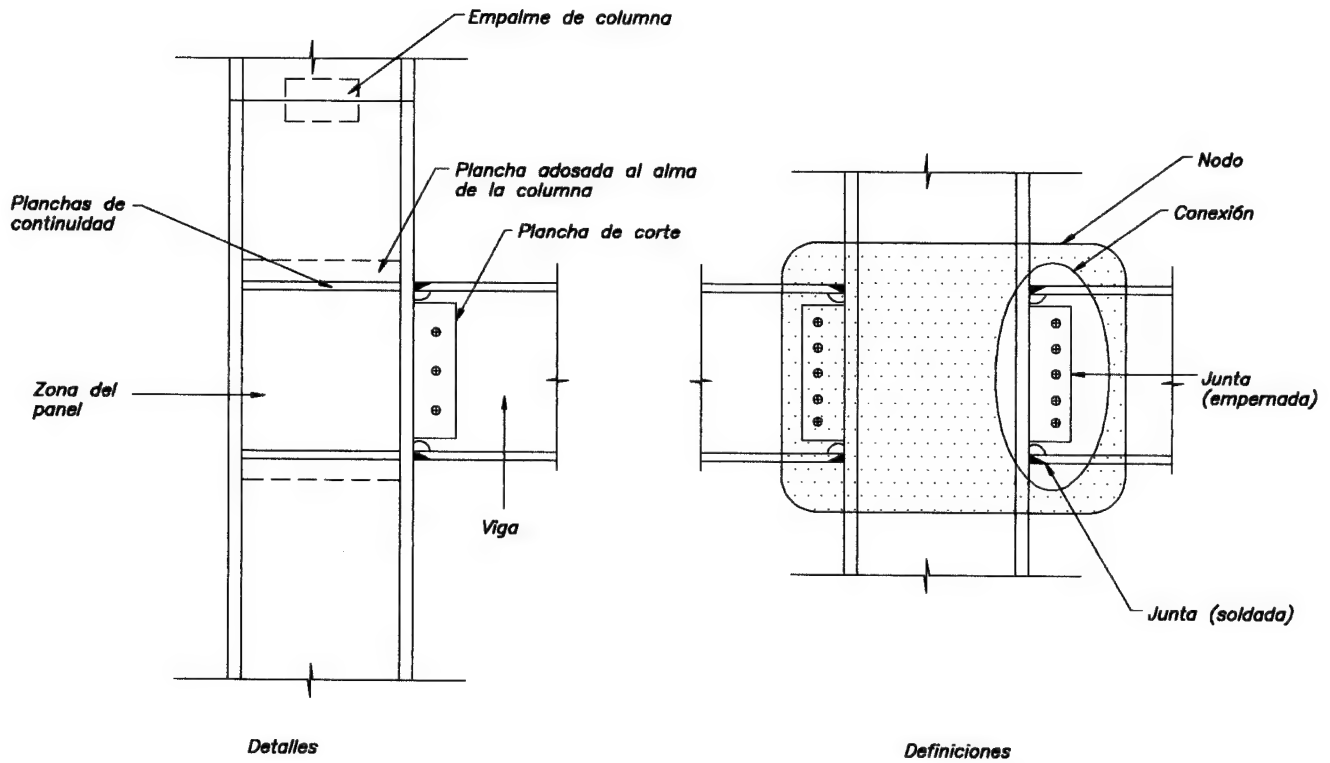


FIGURA C-11.1. Elementos de una conexión de momento en pórticos.
(Detallado anterior al terremoto de Northridge 1994).

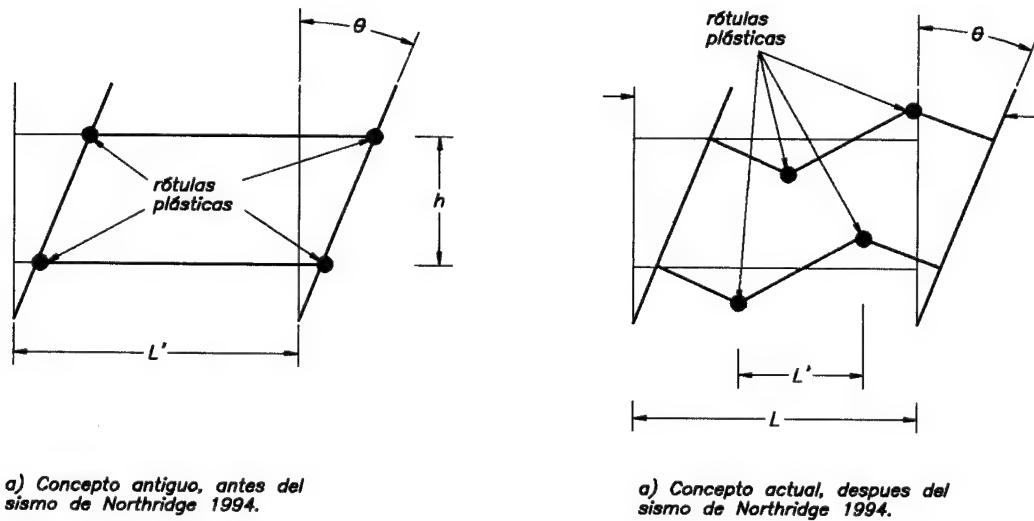


FIGURA C-11.2. Localización de las rótulas plásticas.

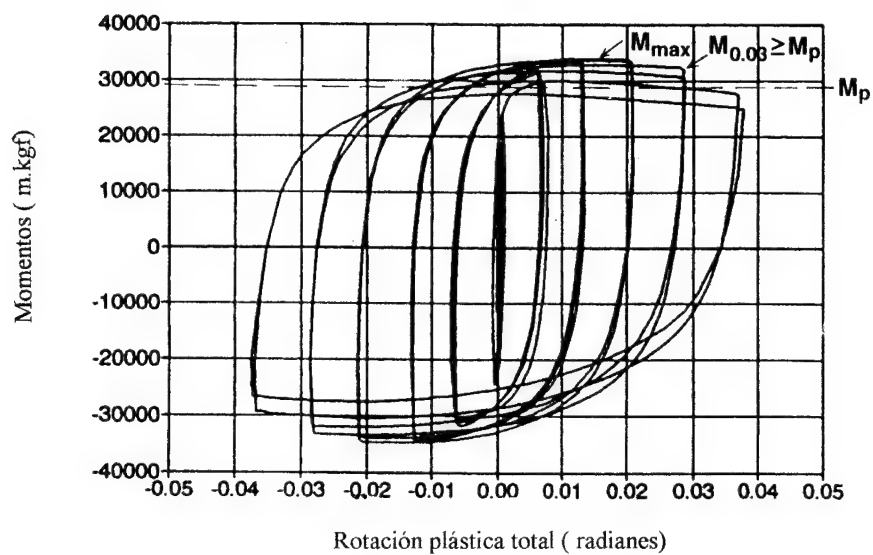


FIGURA C-11.3 DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA ACEPTABLE EN COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

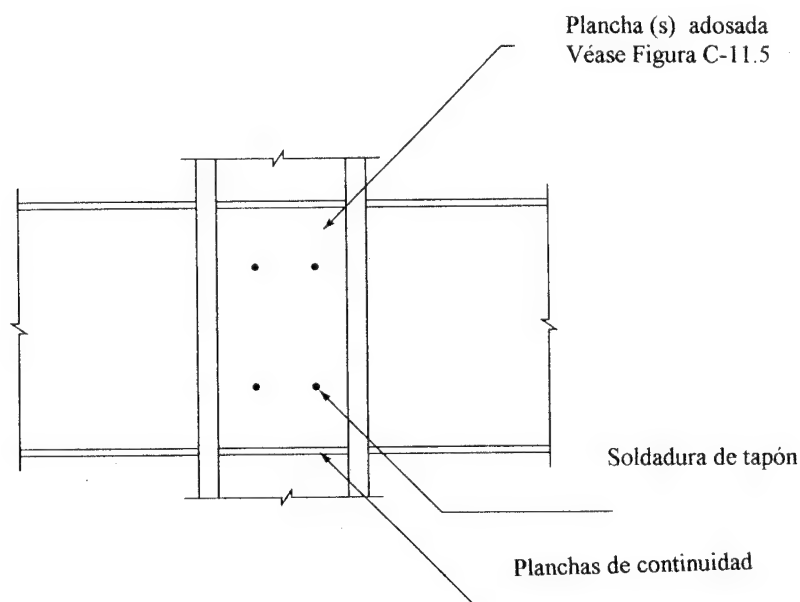
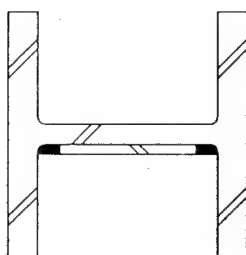
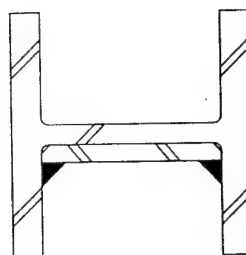


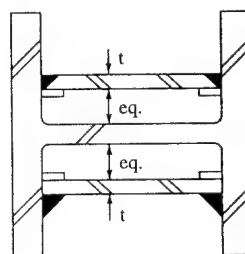
FIGURA C-11.4 PLANCHA ADOSADA Y PLANCHAS DE CONTINUIDAD EN LA ZONA DEL PANEL DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA.



a) Con soldadura de ranura



b) Con soldadura de filete

c) Par de planchas equidistantes del alma de la columna,
con soldadura de filete o de ranura.**FIGURA C-11.5** PLANCHA ADOSADA AL ALMA DE LA COLUMNA
EN LA ZONA DEL PANEL

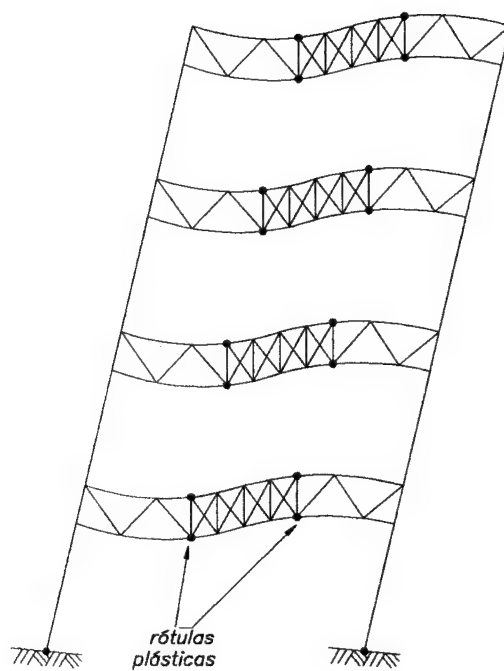


FIGURA C-11.6 MECANISMO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN PÓRTICOS CON VIGAS DE CELOSÍA

CAPÍTULO C-12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

C-12.1 ALCANCE

Este Capítulo está concebido para los pórticos con arriostramientos concéntricos como los mostrados en la Fig C-12.1, con las modificaciones y actualizaciones que se han producido como consecuencias de las enseñanzas dejadas por el terremoto de Northridge de 1994 [SAC, 1995, 1997a, 1997b]. Los requisitos se han organizado en función de los Niveles de Diseño definidos en el Capítulo 3.

Por el hecho de que las fuerzas en los arriostramientos son normales, los pórticos con arriostramientos concéntricos tiene distorsiones inelásticas reversibles muy limitadas. Los ensayos han demostrado que después del pandeo, los miembros solicitados por cargas normales pierden su resistencia con repetidas cargas inelásticas reversibles y no regresan a la posición recta inicial. Por esta razón su uso en zonas de gran sismicidad está reglamentado. El desempeño de los pórticos con arriostramiento concéntrico es aceptable en la medida que mantenga estable su configuración. El objetivo de este Capítulo es elevar mejorar el comportamiento estable y la protección contra fallas frágiles de los pórticos de acero con arriostramiento concéntrico.

C-12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

Los requisitos de este Artículo son los mismos que se han exigidos en ediciones previas de las AISC *Seismic Provisions* para pórticos con arriostramientos concéntricos, si bien ahora contienen algunos pero no todos los detalles de los pórticos concéntricos con Nivel de Diseño ND3 a fin de asegurar un comportamiento dúctil. Generalmente la demanda en los pórticos concéntricos con Nivel de Diseño ND1 será mayor que para el Nivel de Diseño ND3.

C-12.2.1 Arriostramientos

C-12.2.1.2 Relación de esbeltez

La relación de esbeltez efectiva, kL/r , de los arriostramientos está limitada porque en el rango de post-pandeo, su resistencia teórica a compresión normal se deteriora. Los arriostramientos con valores pequeños de esbelteces disipan más energía porque en el rango de post-pandeo van a ciclos inelásticos de flexión que no pueden alcanzar los arriostramientos esbeltos, de menor rigidez. Bajo cargas reversibles, los arriostramientos rápidamente adoptan una configuración recta y toman las fuerzas de tracción. Este rápido incremento en la fuerza de los arriostramientos puede causar cargas de impacto y conducir a una falla frágil en la conexión.

C-12.2.1.3 Resistencia a compresión

Debido a la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica, la resistencia minorada a compresión en los miembros de arriostramientos se reduce a un ochenta por ciento (80%) del valor calculado según el Capítulo 15. Este factor de reducción es una simplificación de los valores propuestos en anteriores

versiones en función de kL/r . Cuando se evalúa la resistencia teórica del sistema de arriostramientos con propósitos de determinar la máxima carga que el arriostramiento impone sobre otros sistemas, tales como las combinaciones de solicitaciones (10- 11) y (10-12), no se usará la reducción por comportamiento cíclico en el diseño porque puede subestimar la resistencia teórica del sistema de arriostramiento durante los primeros ciclos de la respuesta sísmorresistente.

C-12.2.2 Conexiones de los arriostramientos

C-12.2.2.1 Solicitaciones mayoradas

Para evitar fallas en las conexiones extremas de los arriostramientos, se diseñarán las conexiones para desarrollar la resistencia a tracción del arriostramiento, o al menos la máxima fuerza que se pueda generar en el sistema. Podrá considerarse que las fuerzas mínimas están asociadas con las combinaciones de solicitaciones (10-11) y (10-12). Estos mismos requisitos se aplicarán a las conexiones de las vigas que forman parte del sistema de arriostramiento.

C-12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

El objetivo de incrementar las fuerzas de diseño de los arriostramientos es limitar las deformaciones post-pandeo en los mismos. Los estudios han demostrado que los arriostramientos pueden pandear aún cuando estén sometidos a derivas moderadas, dejando a la viga que intersectan bajo fuerzas desbalanceadas cuya magnitud se incrementará en la medida que lo hagan las derivas [Hassan y Goel, 1991; Tang y Goel, 1989].

Debido al pobre desempeño de los arriostramientos en K, no se consideran en esta Norma.

C-12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

Durante un sismo severo, los arriostramientos de un pórtico con arriostramientos concéntricos quedan sometidos a grandes deformaciones de post-pandeo bajo ciclos de tracción y compresión, y como resultado de las rotaciones cíclicas reversibles, se formarán rótulas plásticas. Bajo condiciones moderadas de deriva, del orden del cero tres al cero cinco por ciento (0.3% al 0.5%), se espera cedencia y el pandeo de los arriostramientos concéntricos. Bajo un sismo severo, las deformaciones de postpandeo en los arriostramientos son del orden de 10 a 20 veces la deformación por cedencia. Para que los arriostramientos y sus conexiones sobrevivan a estos grandes ciclos de deformación sin falla prematura deben ser detallados apropiadamente. Los requisitos de este Artículo están basados en extensas investigaciones analíticas y experimentales realizadas con el fin de mejorar el diseño y detallado de los pórticos con arriostramientos concéntricos para dotarlos de una mayor ductilidad que la obtenida con los antiguos procedimientos [Hassan and Goel 1991; Aslani and Goel, 1991; Wallace and Krawinkler, 1985; Lee and Goel, 1987; Tang y Goel, 1987].

C-12.3.1 Arriostramientos

C-12.3.1.2 Relación de esbeltez

El detallado dúctil de los arriostramientos permite una liberalización de los requisitos de esbeltez con relación a la exigida para el Nivel de Diseño ND1. Tang y Goel [1989] y Goel y Lee [1992] han

mostrado que el ciclo de vida a la fractura en post-pandeo de los arriostramientos se incrementa en la medida con un incremento de su relación de esbeltez. El valor adoptado para el Nivel de Diseño ND3 es un límite razonable para mantener la resistencia a compresión.

C-12.3.1.4 Distribución de la fuerza lateral

Esta disposición intentan balancear las capacidades resistentes a compresión y tracción a través del ancho del edificio donde las grandes cargas de pandeo en las diagonales comprimidas pueden ser menores que las diagonales de tracción. Una excepción es el caso donde los miembros de las diagonales están suficientemente sobrediseñados para suministrar una respuesta esencialmente elástica.

C-12.3.1.5 Planchas de relleno en arriostramientos compuestos

Los requisitos especiales para miembros compuesto provienen de los ensayos y están orientados a miembros compuestos con perfiles L y canales, por lo que puede no ser apropiado para secciones marcadamente diferentes [Aslani and Goel, 1991; Xu and Goel, 1990; Goel, A, Hanson, R.D, 1986].

C-12.3.2 Conexiones de los arriostramientos

C-12.3.2.1 Solicitaciones mayoradas

Como los miembros de arriostramiento son los que resisten el cortante sísmico del entrepiso, particularmente cuando no se usa un sistema dual, deberán determinarse adecuadamente las solicitaciones mayoradas sobre las conexiones de los arriostramientos para que el mecanismo crítico de falla no ocurra fuera de su plano por pandeo de las cartelas o fractura frágil de las conexiones. El menor de los criterios presentados determina la demanda tanto en la conexión del arriostramiento como en la conexión viga - columna, si ella es parte del sistema de arriostramiento. El factor de modificación de la tensión cedente, R_y , reconoce la sobrerresistencia del acero del miembro.

C-12.3.2.3 Resistencia a flexión

Los arriostramientos conexiones extremas “fijas” han demostrado disipar más energía que aquellas con conexiones “articuladas”, porque el pandeo requiere de la formación de tres articulaciones plásticas en el arriostramiento. Como un arriostramiento puede estar fijo en una dirección y articulado en otra, ambas condiciones de vinculación deberán ser estudiadas para determinar la carga crítica de pandeo. Las conexiones extremas que pueden acomodarse a las rotaciones asociadas con las deformaciones por pandeo del arriostramiento mientras mantienen una adecuada resistencia han demostrado también tener un desempeño aceptable.

En los pórticos arriostrados con diagonales concéntricas, frecuentemente son las cartelas los componentes críticos del diseño de un sistema requiere deformarse en el rango inelástico. El incremento de la fuerza requerida para diseñar estos pórticos arriostrados concéntricamente tiende a reducir la demanda inelástica pero puede ser insuficiente para eliminar la totalidad de los problemas. Si el modo crítico de pandeo del arriostramiento es en su plano, las cartelas y sus juntas deberán diseñarse con la resistencia teórica del miembro en esa dirección. Si el modo de pandeo es fuera de su plano, cada cartela deberá ser detallada para permitir la formación de una cadena de articulaciones en la misma, como la que se indica en la Fig. C-12.2. Obsérvese que la distancia libre de dos veces el espesor de la plancha de cartela ($2t$), está medida entre el extremo del arriostramiento y una línea perpendicular al eje del arriostramiento trazada por el punto de la cartela restringido contra la rotación fuera de su plano más próxima al arriostramiento [Astaneh, A., 1998 y 1986; Goel, S.C, 1987; Gutiérrez, A. 1990].

C-12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Adicionalmente a los requisitos generales para miembros de arriostramientos y sus conexiones, se aplicarán limitaciones especiales a los tipos V y V invertida debido a las características de tales configuraciones. Las combinaciones de solicitaciones (12-1) y (12-2) resultan de sustituir S por N_b en las combinaciones (10-6) y (10-7).

El mecanismo de falla en los pórticos con arriostramientos en V se muestra en la Fig. C-12.3. Cuando una diagonal de un arriostramiento tipo V pandea, la fuerza de tracción en el otro arriostramiento será mayor que la fuerza en el arriostramiento pandeado. La resultante vertical de esas dos fuerzas imponen una gran deformación vertical a los miembros horizontales del sistema de arriostramiento. Si la conexión en el punto de intersección de las diagonales estuviera articulado, no habría resistencia a su deformación. Si la viga horizontal sobrevive, en el siguiente ciclo la deformación es reversa, y la diagonal previamente pandeada puede no regresar a su alineamiento original y la diagonal traccionada puede exceder su resistencia a compresión. De esta manera ambos miembros diagonales pueden estar en condición de pandeo. Esta conducta explica porque la resistencia de post-pandeo de estas configuraciones se deteriora rápidamente. Para prevenir el deterioro de la resistencia lateral del pórtico, las vigas deben tener suficiente resistencia como para redistribuir las fuerzas de post-pandeo (fuerza de desbalance) en combinación con las cargas verticales. Los ensayos han demostrado que un arriostramiento típico tiene una resistencia post-pandeo de alrededor del treinta por ciento (30%) de su capacidad inicial [Hassan and Goel, 1991]. Esta es la máxima compresión que puede combinarse con la fuerza cedente N_y del arriostramiento en tracción. Los efectos adversos de esta fuerza que representa el desbalance en los arriostramientos en V pueden mitigarse adoptando configuraciones con arriostramientos verticales (“cremallera”) como el que se muestra en la Fig. C-12.1 [Khatib et al., 1988]. Para prevenir el pandeo de las diagonales fuera de su plano, se arriostrarán cerca del vértice de la V, precisamente donde se localiza una zona de rotaciones inelásticas.

C-12.3.4 Columnas

Bajo sismos severos Después que han pandeado y cedido los miembros diagonales de un pórtico arriostrado concéntricamente bajo los efectos de un sismo severo, sus columnas pueden incursionar significativamente más allá del rango de comportamiento elástico. Aunque la capacidad a flexión de las columnas no se utiliza en los métodos de diseño elástico, las columnas de los pórticos arriostrados concéntricamente con Nivel de Diseño ND3 deberán tener una adecuada relación ancho/espesor y resistencia a la flexión y el corte para poder mantener su resistencia lateral durante los grandes ciclos de deformación del pórtico. Los estudios analíticos de pórticos arriostrados concéntricamente con ND3 demuestran que las columnas pueden soportar mucho más que el cuarenta por ciento (40%) del corte del entrepiso [Tang y Goel, 1987; Hassan y Goel, 1991]. Cuando se trate de columnas comunes a pórticos y pórticos arriostrados concéntricamente, ambos con Nivel de Diseño ND3, es decir, sistemas estructurales duales Tipo II según la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, la columna puede tomar más del cincuenta por ciento (50%) del corte del entrepiso. Estos mismos argumentos explican porque los requisitos para fuerza cortante son comparativamente más exigentes para los empalmes de los pórticos arriostrados que para los pórticos con el mismo Nivel de Diseño.

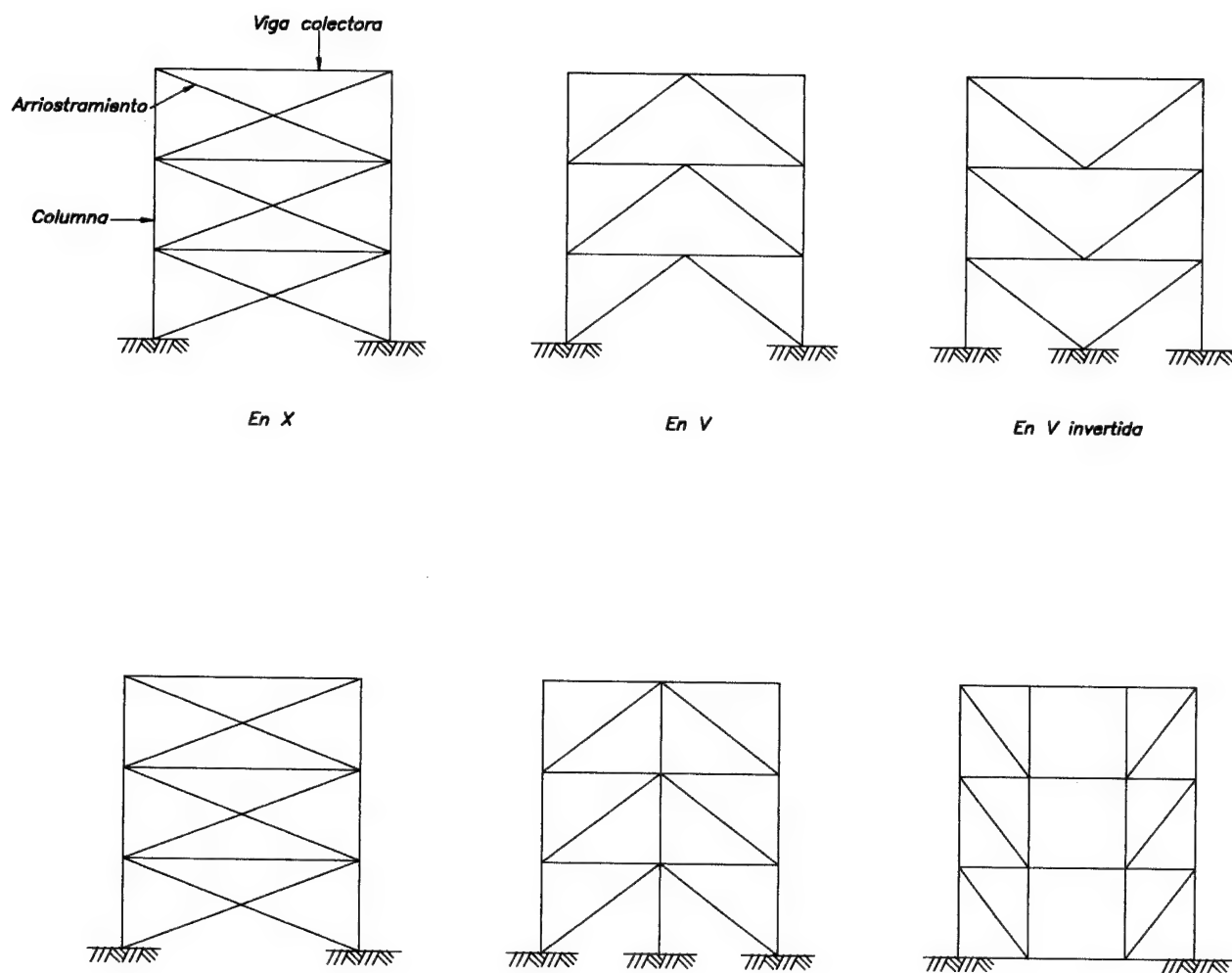


FIGURA C-12.1. Pórticos con arriostramientos concéntricos.

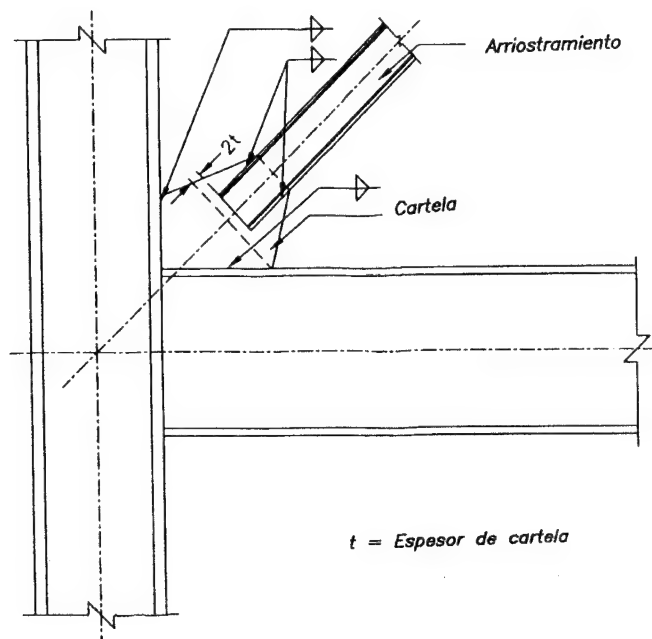


FIGURA C-12.2 DETALLE DE LA UNIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO A LA CARTELA DE UNIÓN

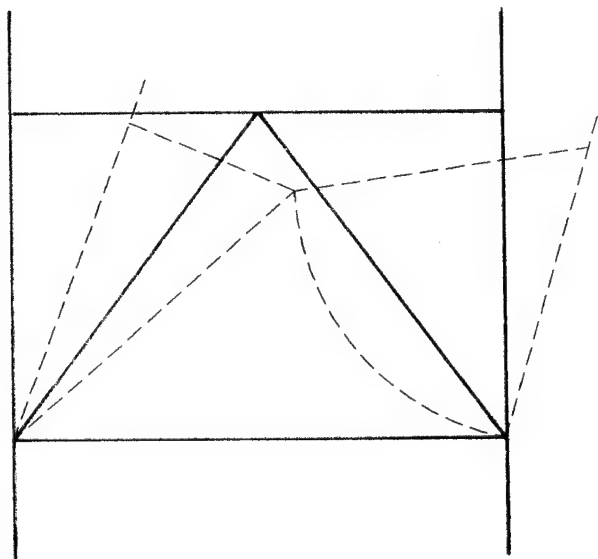


FIGURA C-12.3 MECANISMO DE FALLA EN PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS DISPUESTOS EN V INVERTIDA

CAPÍTULO C-13 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

C-13.1 ALCANCE

Este Capítulo está concebido para pórticos con arriostramientos excéntricos como los mostrados en la Fig. C-13.1, con Nivel de Diseño ND3.

La investigación ha demostrado que edificaciones que usan pórticos con arriostramientos excéntricos poseen la capacidad de combinar una alta rigidez en el rango elástico conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en el rango inelástico [Roeder y Popov, 1978; Libby, 1981; Merovich et al., 1982]. En el rango elástico, la rigidez lateral es comparable a la de un pórtico con diagonales concéntricas, particularmente cuando la viga eslabón es corta. En el rango inelástico, los pórticos con diagonales excéntricas suministran un comportamiento dúctil estable bajo severos ciclos de carga, comparable a los pórticos resistentes a momentos. Este Tipo estructural está compuesto de columnas, vigas, y arriostramientos en los cuales al menos un extremo del arriostramiento se conecta a la viga en una distancia corta de la conexión viga - columna o de una conexión viga - columna, como se muestra en la Fig. C-13.1. La distancia corta entre la viga y la conexión del arriostramiento o entre las conexiones de los arriostramientos se denomina eslabón. El objetivo del diseño en esta tipología estructural un propósito es crear un sistema en el cual la cedencia ocurra primero en los eslabones. Las disposiciones de este Capítulo además de cumplir con ese objetivo, también aseguran que el ciclo de cedencia en los eslabones ocurra de una manera estable [Hjelmstad y Popov, 1983; Malley y Popov, 1984]. Para ello se verificará que los arriostramientos diagonales, las columnas, y la viga colectora o porción de la viga fuera del eslabón permanezca esencialmente elásticos bajo las fuerzas que se generan en la cedencia total y deformaciones por endurecimiento en los eslabones.

Las disposiciones de los arriostramientos excéntricos puede conducir a que los eslabones no sean totalmente efectivos. Uno de tales arreglos es el mostrado en la Figura C-13.2, en el cual los eslabones se colocan a ambos lados del extremo del arriostramiento [Kasai y Popov, 1984]. Si el eslabón superior tiene una resistencia cortante de diseño menor que la del entrepiso inferior, el eslabón superior se deformará inelásticamente y limita la fuerza que puede ser entregada al arriostramiento inferior para deformar el eslabón menor inelásticamente. Cuando esta condición ocurre, el eslabón superior se denomina eslabón activo y el eslabón inferior eslabón inactivo. El tener eslabones potencialmente inactivos incrementa las dificultades del análisis. El análisis plástico demuestra que en algunos casos el eslabón inferior cede debido a la combinación de cargas permanentes, cargas variables y sismo, y la capacidad del pórtico es más pequeña de lo esperado. También se incrementa el costo de la estructura que requiere detalles completos del eslabón inactivo así el eslabón haya sido dimensionado para la resistencia de un eslabón activo y la conexión del arriostramiento en el eslabón inactivo pueda ser diseñado como articulado. La mejor disposición de un sistema de arriostramientos excéntricos es aquella que solo contiene eslabones activos, como los que se muestran en la Fig. C-13.1 [Popov et al., 1989].

Este Capítulo participa de la filosofía de diseño de columnas fuertes - vigas débiles, de manera que las rótulas plásticas no se desarrollarán en las columnas a nivel de las vigas de pisos. La ocurrencia de

tales rótulas plásticas junto las que se formen en los eslabones pueden resultar en un entrepiso blando. Para evitar esta condición, deben cumplirse con los requisitos de la Sección 15.5.1 y el Artículo 13.6. Sin embargo, bajo un sismo severo, generalmente será inevitable la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas.

C-13.2 VIGA ESLABÓN O ESLABÓN

Estas disposiciones generales aseguran que la cedencia ocurrirá de manera estable en los eslabones.

C-13.2.1 Calidad del acero

Se limita el valor de F_y para garantizar un comportamiento dúctil de la viga eslabón.

C-13.2.3 Alma

No se permiten ni planchas adosadas ni aberturas en el alma de la viga eslabón debido a que se esperan deformaciones inelásticas

C-13.2.5.1 Efectos de la fuerza normal

Podrán despreciarse los efectos de la carga normal donde la demanda por carga normal sobre la viga eslabón sea menor que $0.15 N_y$. En general la carga normal es despreciable porque la componente horizontal de la carga en el arriostramiento se transmite a la viga colectora exterior al eslabón. Sin embargo, una disposición particular puede desarrollar carga normal sustantiva en el eslabón. En tales casos, para asegurar una cedencia estable se aplicarán las limitaciones adicionales de esta Subsección en lo referente a la resistencia por corte y la longitud de la viga eslabón.

C-13.2.6 Ángulo de rotación

La rotación plástica del eslabón puede determinarse conservadoramente suponiendo que el tramo de el pórtico arriostrado se deformará mediante un mecanismo rígido plástico, como se observa en la Fig C-13.3. El ángulo plástico se determina usando la deriva del entrepiso $\Delta_p = \Delta_t - \Delta_e$, donde Δ_e es la deriva elástica del entrepiso y que conservadoramente se puede hacer igual a cero. Cuando se requiera una definición más explícita del ángulo de rotación plástico del eslabón se podrá determinar mediante un análisis elásto- plástico no lineal.

En la Fig. C-13.3 se muestra un sistema en Y invertida, para el cual la definición dada para el ángulo de rotación no se aplica pero el concepto es el mismo que en otros sistemas, como se muestra en la misma figura. Como es usual, ambos extremos de la viga eslabón deben estar soportados lateralmente.

La longitud de la viga eslabón de $1.6 M_p / V_p$ es la longitud límite para que la viga eslabón trabaje principalmente en corte. La longitud de la viga eslabón de $2.6 M_p / V_p$ es el límite inferior de un eslabón que trabaja a flexión. Para eslabones de longitudes intermedias se podrá usar la interpolación lineal.

Se ha demostrado, tanto experimental [Whittaker, et al., 1987; Foutch, 1989] como teóricamente [Popov, et al., 1989], que en los primeros pisos las vigas eslabón usualmente experimentan la mayor

Se ha demostrado, tanto experimental [Whittaker, et al., 1987; Foutch, 1989] como teóricamente [Popov, et al., 1989], que en los primeros pisos las vigas eslabón usualmente experimentan la mayor deformación plástica. En los casos extremos puede conducir a la tendencia desarrollar entrepisos blandos. Las rotaciones plásticas de la viga eslabón tiende a atenuarse en los pisos superiores, y decrece en la medida que aumenta el período del pórtico. Por esto se recomienda un diseño conservador de la viga eslabón en los primeros dos a tres pisos para sismos severos. Para ello se incrementará la mínima resistencia por corte en estos eslabones en un orden del diez por ciento (10%) sobre lo especificado en la Sección 13.2.4. Un enfoque más conservadores todavía se tendrán con los miembros verticales que se conectan a los extremos de los eslabones de los pisos inferiores.

Las configuraciones mostradas en la Fig.C-13.1 puede ser desventajosas cuando la conexión viga - columna - arriostramiento pueda ser diseñada como una conexión simple. La soldadura a las alas de las vigas eslabones deben ser evitadas en esta clase de pórticos.

C-13.2.7 Rigidizadores

El diseño de los eslabones requiere una gran atención al detallado del espesor del alma y los rigidizadores. El detallado apropiado y la restricciones en las almas, suministran un estable, dúctil y predecible comportamiento bajo la acción de severos ciclos de carga. Véase la Fig. C-13.4.

C-13.2.7.1 Rigidizadores en la conexión del arriostramiento diagonal al eslabón

En los extremos de todos los eslabones se requieren rigidizadores en toda su altura como restricción contra el pandeo del alma del eslabón y para transferir los corte a otros elementos.

C-13. 2.7.2 Rigidizadores intermedios

Los rigidizadores intermedios serán de altura total de manera de asegurar una efectiva reacción contra el pandeo por corte. La separación de los rigidizadores del alma depende de la magnitud del ángulo de rotación del eslabón. Los sistemas con ángulos mayores requieren menor separación entre los rigidizadores.

C-13.3.2 Arriostramiento lateral

Una de las condiciones esenciales para asegurar la estabilidad bajo el comportamiento inelástico de los pórticos con diagonales excéntricas es la restricción de los extremos de la viga eslabón contra la torsión o el giro fuera de su plano. A efectos del cálculo de la resistencia de los arriostramientos laterales, la resistencia nominal de las alas de las columnas se determinará experimentalmente. Los sofitos metálicos por si mismos no suministran un arriostramiento adecuado, por lo que se usará el arriostramiento directo mediante vigas transversales u otra alternativa apropiada.

C-13.4.2 Solicitaciones mayoradas y resistencias minoradas

Un requisito básico del diseño de los pórticos con diagonales excéntricas es que la cedencia debe estar restringida principalmente a las vigas de enlace. De manera que los arriostramientos diagonales y la viga colectora deben diseñarse para resistir las máximas fuerzas que puedan generarse en la viga eslabón, tomando en cuenta su sobrerresistencia. La sobrerresistencia del eslabón puede ser atribuida principalmente a las deformaciones por endurecimiento, los efectos de los sistemas de piso mixtos acero – concreto, y que la tensión de cedencia real excede los valores especificados.

Basados en el factor de sobrerresistencia de $1.25 R_y$, la demanda sobre los arriostramientos diagonales podrá ser tomada como:

Para $L_e \leq 2 M_p / V_p$

Corte en el eslabón $= 1.25 R_y V_t$

Momento en el extremo del eslabón $= L_e (1.25 R_y V_t) / 2$

Para $L_e > 2 M_p / V_p$

Corte en el eslabón $= 2 (1.25 R_y M_t) / L_e$

Momento en el extremo del eslabón $= 1.25 R_y M_t$

Estas fórmulas suponen que los momentos en los extremos de la viga eslabón serán iguales cuando el eslabón se deforma plásticamente. Para eslabones con longitudes menores o iguales a $1.3 M_p / V_p$, la experiencia ha demostrado que los momentos extremos no se igualan durante la respuesta inelástica [Kasai y Popov, 1986^a]. Para esta situación se utilizarán las siguientes expresiones:

Corte en el eslabón $= 1.25 R_y V_t$

Momento en el extremo de la columna $= 0.8 * 1.25 R_y M_t$

Momento en el extremo del arriostramiento $= L_e (1.25 R_y V_t) - 0.8 M_t$

En la mayoría de las configuraciones de pórticos con diagonales excéntricas, la fuerza cortante en la viga eslabón generará fuerza normal en el arriostramiento diagonal y en la viga colectora, que no será afectada por la actividad inelástica [Engelhardt y Popov, 1989^a]. Consecuentemente, la razón entre la fuerza axial en la viga o arriostramiento diagonal y la fuerza cortante en la viga eslabón puede ser determinada de un análisis elástico y usado para amplificar las fuerzas normales en la viga y arriostramiento diagonal al nivel que le corresponda para las fuerzas cortantes del eslabón, como se ha especificado en las fórmulas precedentes. El momento en el extremo del eslabón se transferirán a los arriostramientos y a la viga eslabón. Si la diagonal y su conexión permanecen elásticos, por haberse diseñados con criterios de sobrerresistencia, se podrán tolerar rotaciones inelásticas menores en la viga colectora.

C-13.5.1 Conexiones viga eslabón - columna

Los requisitos especiales para el diseño de las conexiones de las vigas eslabón a las columnas intentan que las conexiones puedan transferir no solo el corte y los momentos de las vigas eslabón sino también la torsión debido al pandeo de las alas. La razón de permitir dos opciones para el diseño de la conexión, obedece a que las conexiones viga eslabón – columna están sometidas a demandas similares a las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento.

Existe poca investigación sobre el comportamiento en la zona del panel de una conexión eslabón - columna. Sin embargo se supone que la cedencia limitada en los paneles no desmejora este tipo de conexión. Mientras se desarrollan disposiciones más específicas, se recomienda utilizar la fórmula (11-1) con la demanda por flexión de la columna en el extremo de la viga eslabón calculada como se indica en el comentario C-13.6.2.

C-13.5.3 Conexión arriostramiento diagonal - viga eslabón

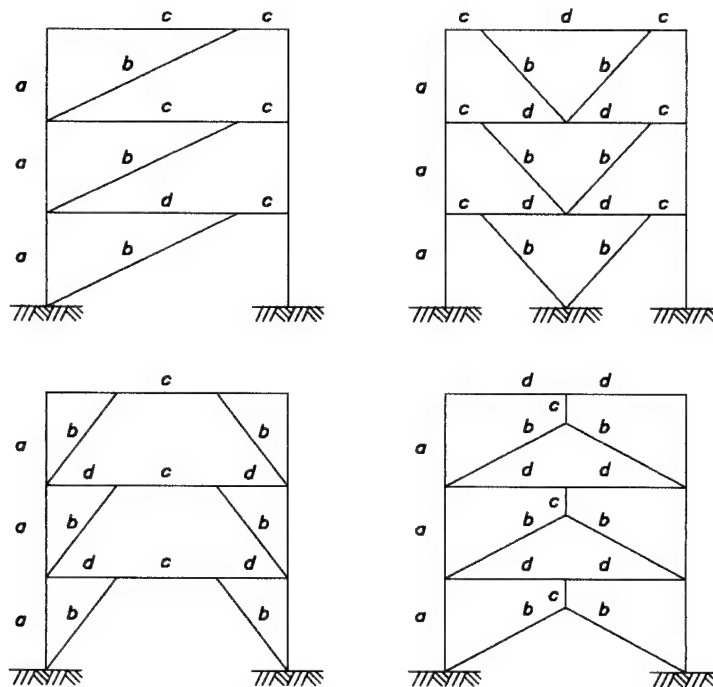
Donde la conexión del arriostramiento al eslabón se diseña como articulada, la viga por si misma deberá ser adecuada para resistir totalmente el momento en el extremo del eslabón. Esta condición normalmente ocurrirá sol en pórticos con eslabones cortos. Cuando se considera que el arriostramiento resiste una porción del momento del extremo del eslabón, entonces la conexión del arriostramiento al eslabón deberá ser diseñada como totalmente restringida, tal como se establece en esta Sección. Para mayor información sobre las fuerzas normales y momentos que resultan de los diversos detalles de conexión de los arriostramientos véase [Engelhardt y Popov, 1989a y 1989b].

C-13.5.2 Conexiones viga colectora - columna

Se considerará adecuada el uso de conexión simple cuando la disposición de las diagonales es tal que el eslabón no es adyacente a una columna, y la conexión simple suministra la misma restricción contra la torsión en la viga. La torsión a ser considerada se modelará como un par de fuerzas iguales y de direcciones opuestas aplicadas perpendicularmente a las alas. La magnitud de las fuerzas se calculará con la tensión cedente esperada del material de las alas .

C-13.6 COLUMNAS

Como la resistencia a corte de un eslabón crítico adyacente es potencialmente mayor que la resistencia nominal debida a las deformaciones de endurecimiento , la demanda sobre la columna incluirá el momento incrementado y la carga normal debida a la carga del eslabón o arriostramiento adyacente.



a = columna
b = arriostamiento
c = viga eslabón o eslabón
d = viga colectora

FIGURA C-13.1. Configuraciones típicas de pórticos con diagonales excéntricas.

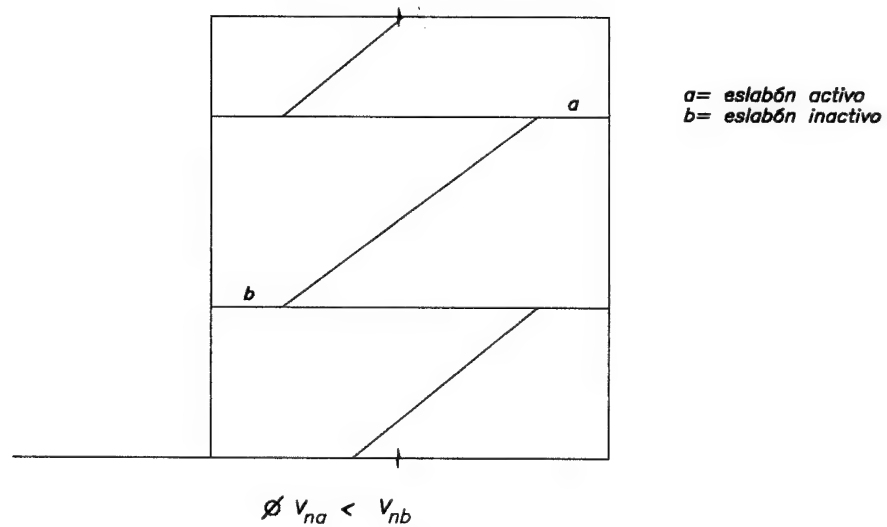
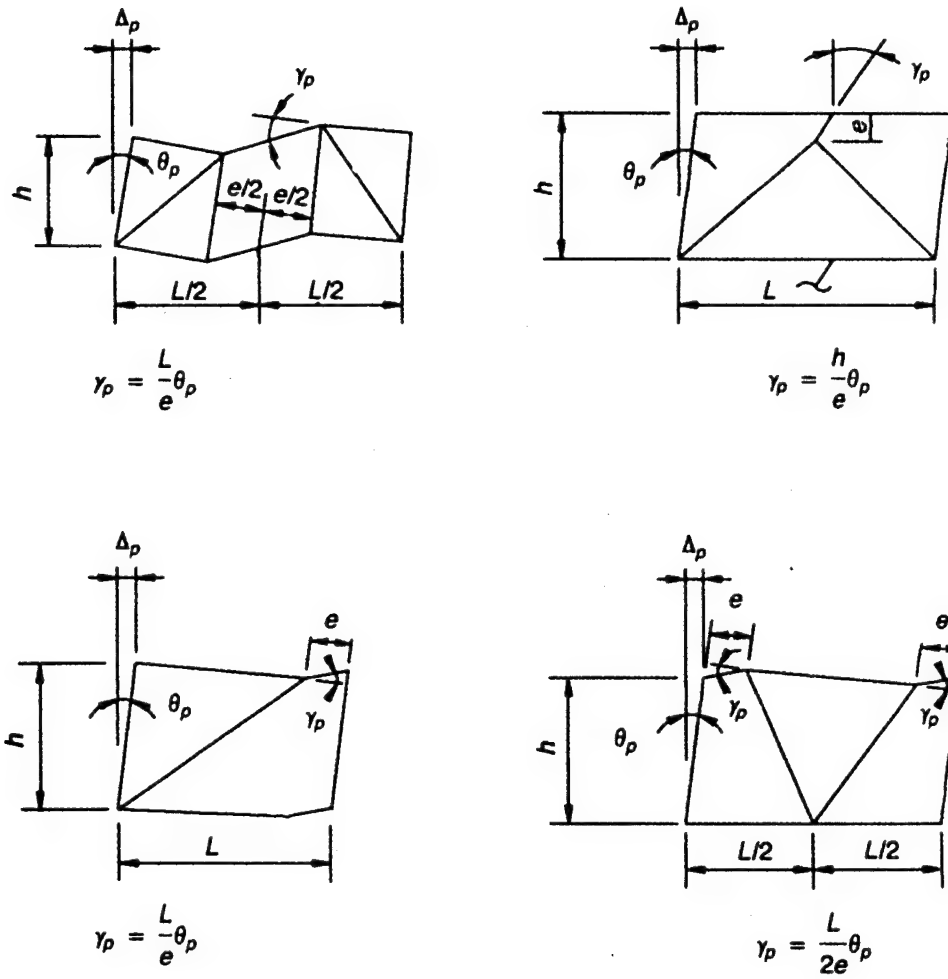
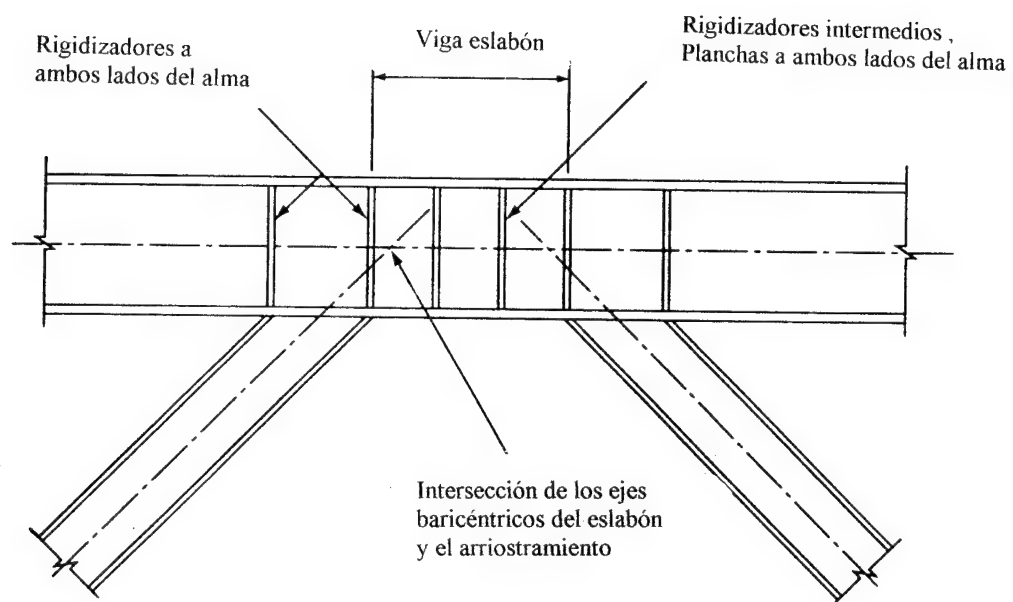


FIGURA C-13.2. Eslabones activos e inactivos.



Nota: la letra e corresponde a la longitud de la viga eslabón, L_e

FIGURA C-13.3 CÁLCULO DEL ÁNGULO DE ROTACIÓN γ_p

**FIGURA C-13.4** DETALLE TÍPICO EN UN ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICO

PARTE C-3 DISEÑO DE MIEMBROS

CAPÍTULO C-14 MIEMBROS A TRACCIÓN

C-14.1 ALCANCE

Debido a la coincidencia de criterios entre la Norma AISC *Specification for Load and Resistance Factor Design of Single - Angle Members* y los de la Norma AISC - LRFD 93, este Capítulo también se aplicará al diseño de miembros traccionados formados por perfiles angulares laminados en caliente, tanto si sus conexiones son empernadas como si son soldadas.

C-14.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

La definición de la longitud para el diseño obedece más a una unificación de criterios con los miembros comprimidos que a una diferencia sustancial. En los miembros traccionados es insignificante la diferencia entre la longitud total del miembro y la longitud medida en la zona del área neta, debido a que se alcanza rápidamente la condición de deformaciones por endurecimiento y que la cedencia en los agujeros de los conectores no constituye un estado límite de significado práctico.

C-14.3 RELACIÓN DE ESBELTEZ

Las limitaciones de esbeltez recomendadas para los miembros traccionados están orientadas a suministrar un grado de rigidez suficiente para evitar movimientos laterales indeseables, tales como vibraciones o golpeteos durante su fabricación, transporte y montaje, salvo que los requisitos sismorresistentes exijan un menor valor para la esbeltez.

En los perfiles angulares deberá tenerse presente que la máxima relación de esbeltez efectiva se obtiene con el radio de giro r_z , excepto en condiciones inusuales de apoyo. Se tomarán las precauciones del caso en aquellos miembros traccionados con $kL/r > 200$, que puedan estar sometidos a condiciones de carga que produzcan pequeñas cargas de compresión.

C-14.4 RESISTENCIA

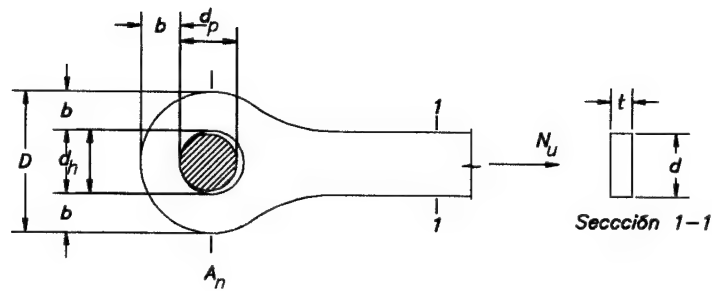
Debido a las deformaciones por endurecimiento, una barra de acero dúctil solicitada normalmente resiste sin fractura una fuerza mayor que la que se obtiene de multiplicar el área de su sección transversal por la tensión cedente obtenida de probetas estandarizadas, debido a las deformaciones por endurecimiento. Sin embargo, debido a la cedencia no controlada se alcanza una elongación excesiva que no solo marca el límite de su utilidad, sino que también puede precipitar la falla del sistema estructural del cual forma parte. Dependiendo de la reducción del área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar por fractura en su área neta bajo cargas menores a la requerida para

la cedencia del área total. Entonces se establecen dos estados límites de agotamiento resistente o de falla, el de la cedencia de la sección total y el de fractura en el área neta. La diferencia entre los valores del coeficiente ϕ_t para cada uno de estos estados límites refleja básicamente la diferencia en el factor de seguridad entre el diseño de miembros y el diseño de conexiones de la Norma AISC - ASD.

C-14.6 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

Las barras forjadas conectadas con pasadores han sido reemplazadas por planchas o por bielas obtenidas de planchas cortadas con soplete. Los requisitos para el dimensionamiento de las barras dados en esta Norma se basan en disposiciones que han evolucionado durante una larga experiencia con barras forjadas. Mediante una extensa serie de ensayos destructivos se ha encontrado que estos requisitos proporcionan diseños bien balanceados cuando las barras se obtienen cortándolas con soplete en vez de forjarlas. Las reglas algo más conservadoras para los miembros de sección transversal no uniforme conectados con pasadores y para los que no tienen cabezas ensanchadas, están basadas igualmente en los resultados de investigaciones experimentales [Johnston, 1993]. En la Figura C-14.1 se ilustran los requisitos del presente Artículo.

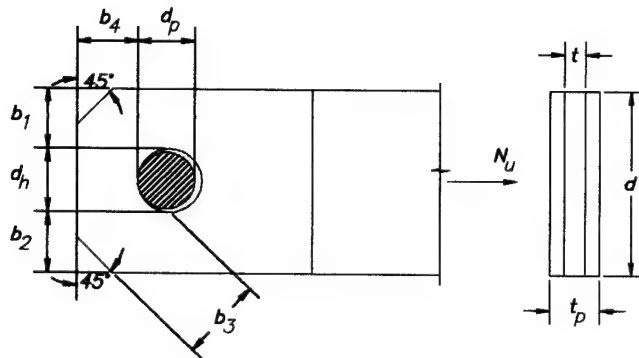
Debido a las grandes tensiones de servicio con que suelen diseñarse las barras y los miembros conectados con pasadores fabricados con aceros de tensión cedente mayor de 4900 kgf/cm^2 , se obtendrán espesores más gruesos a fin de eliminar cualquier posibilidad de pandeo fuera del plano de la plancha.



REQUISITOS:

1. Las barras serán de espesor uniforme.
2. Diseño según artículo 14.6
3. $t \geq 12$ mm.
4. $d \leq 8t$
5. $1.33 d_t \leq 2 b_t \leq 1.50 d_t$
6. $d_p \geq 0.9 d$
7. $r_p \geq D$
8. $d_h - d_p < 0.8$ mm.
9. Si $F_y \geq 4920$ kgf/cm² : $d_h < 5t$

a) Bielas.



REQUISITOS:

1. El espesor no necesita ser uniforme.
2. Diseño según sección 14.6.2
3. $b_1 \leq 4 t_p$; $b_2 < 4$
4. $a t_p \geq 0.7 (b_1 + b_2) t_p$
5. $b_3 t_p \geq a t_p$
6. $d_h - d_p \leq 0.8$ mm.
7. Si $F_y > 4920$ Kgf/cm² : $d_h \leq 5t$

b) Planchas conectadas con pasadores.

FIGURA C-14.1. Requisitos para miembros conectados con pasadores.

CAPÍTULO C-15 MIEMBROS A COMPRESIÓN

C-15.1 ALCANCE

La presentación general que en esta Norma se ha hecho del problema de los miembros comprimidos, ha permitido que las fórmulas de este Capítulo sean aplicables a los perfiles angulares laminados en caliente. Las expresiones del factor de reducción de pandeo local, ϕ_{as} , tiene un formato diferente en la Norma AISC *Specification for Load and Resistance Factor Design of Single - Angle Members*, pero los valores son esencialmente los mismos del Apéndice A.

En un perfil L comprimido pueden ocurrir tres modos de pandeo, dependiendo de sus proporciones: pandeo general por pandeo flexional, pandeo local de las alas delgadas, y pandeo flexotorsional del miembro. Las fórmulas del factor de reducción por pandeo local, ϕ_{as} , son las expresiones adimensionales de las correspondientes del Apéndice A de esta Norma. En secciones con valores del factor $\phi_{as} = \phi_s = 1.0$, el pandeo flexotorsional es relevante en columnas cortas, Galambos [1991] demostró que si se toma en cuenta el pandeo local y se ignora el pandeo flexotorsional, no se comete un error significativo.

Los factores de longitud efectiva para perfiles L comprimidos puede ser determinada sobre la base de los trabajos de Lutz [1992].

El factor de minoración de la capacidad resistente en los perfiles L individuales se ha incrementado de $\phi = 0.85$ a $\phi = 0.90$ debido a que este último valor suministra un grado de confiabilidad equivalente [Galambos, 1992].

C-15.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

En la literatura técnicas se ha presentado considerable atención al concepto de longitud “efectiva” de columna, en contraste con la longitud real no arriostrada, como un factor básico para la estimación de su capacidad resistente [Galambos, 1988]. El Comentario C-9.4 referente a la estabilidad de pórticos también se aplica a este Capítulo.

C-15.5 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La Fig. C-15.1 ilustra los modos de pandeo tratados en este Artículo.

C-15.5.1 Requisitos sismorresistentes

Las combinaciones de solicitaciones (10-11) y (10-12) constituyen el límite superior de la demanda y representan una aproximación explican porque las fuerzas normales sobre las columnas que forman parte del sistema resistente a sismos exceden a las fuerzas calculadas, como son: 1) La reducción de las fuerzas laterales empleadas en el análisis del modelo elástico de la estructura; 2) La subestimación de las fuerzas de volcamiento en el análisis; 3) la concurrencia de aceleraciones verticales no explícitamente tomadas en cuenta.

Las excepciones a los valores estos límites de estas combinaciones, son condiciones autolimitantes basadas en la resistencia que el sistema como un todo transfiere como carga normal a la columna. Así por ejemplo, como una fundación directa puede suministrar una cierta resistencia contra el levantamiento, hay un límite a la fuerza que el sistema puede transmitir a la columna. A la inversa, la resistencia al levantamiento de un pilote, generalmente diseñado para compresión, puede exceder la demanda de tracción en la columna. Esto no representará un límite a la resistencia del sistema.

C-15.5.2 Resistencia a compresión por pandeo flexional

Las fórmulas (15-2) y (15-3) están basadas en una razonable conversión de los datos de investigaciones experimentales en fórmulas de diseño. Al elaborarse la Norma AISC - LRFD se obvió la conversión de las fórmulas de diseño por tensiones admisibles, fundamentadas en la curva del Consejo de Investigación de Columnas, CRC, por dos razones [Galambos, 1988]. La primera debida a la naturaleza variable de los factores de seguridad del Método de las tensiones admisibles. Y la segunda, por la diferencia filosófica con el Método de los Estados Límites que requiere suponer una relación de carga variable a carga permanente, CV / CP. Como no se puede considerar todo el rango de valores de CV / CP, se utilizó un valor de aproximadamente 1.1 para $\lambda = 1.0$ para calibrar las fórmulas exponenciales contra las disposiciones AISC-ASD en las columnas con valores bajos de λ . La fórmula de Euler coincide en ambos métodos para $\lambda = 1.5$.

Las fórmulas (15-2) y (15-3) corresponden esencialmente a la curva de resistencia 2P del Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural, SSRC, la cual considera que existe una situación inicial fuera de la rectitud de L/1500 [Bjorhovde, 1972 y 1988; Galambos 1988; Tide, 1985]

Con respecto al índice de confiabilidad, β excede los valores de 3.0 y 3.3 para columnas con esbelteces baja y alta, respectivamente. Estos valores se consideran satisfactorios cuando se comparan con el valor de $\beta = 2.60$ para la relación CV / CP = 1.1, si se toma en cuenta que no se han establecido claramente los valores del límite de fuera de rectitud combinado con las tensiones residuales. Por otra parte, no existen reportes de comportamiento inaceptable para columnas diseñadas por el Método de las Tensiones Admisibles, incluyendo los casos con CV / CP mayores que 1.1.

C-15.5.3 Resistencia a compresión por pandeo torsional o flexotorsional

Los requisitos de esta Sección están orientadas a las columnas de sección simétricas constituidas por elementos planos delgados o columnas de sección asimétrica. Las fórmulas que permiten el cálculo de la carga de pandeo elástico flexotorsional se han derivado de los textos de estabilidad estructural [Timoshenko y Gere, 1961; Bleich, 1952; Galambos, 1968; Chen and Atsuta, 1977, entre otros]. Para extender su rango de validez al pandeo inelástico, cuando $F_{cr} > 0.5 F_y$, se ha introducido el uso de un factor de esbeltez equivalente $\lambda_e = \sqrt{F_y / F_e}$

Los perfiles T que cuya geometría cumpla con los límites establecidos en la Tabla C-15.1 no necesitarán verificarse por pandeo flexotorsional. Para los perfiles angulares (L) véase el Comentario del Apéndice C.

El cálculo de la tensión crítica de pandeo elástico por flexotorsión para perfiles de un solo eje de simetría, tratado como caso c en esta Sección, es aplicable a perfiles T y pares de ángulos dispuestos en T, y está basado en la metodología propuesta por Galambos [1991]. Estudios experimentales en curso

indican que en el caso de pares de ángulos enfrentados ($\left[\begin{array}{c} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$) o CL, la relación F_{crx} / F_y es suficientemente conservadora [Garza, L.; 1997].

TABLA C-15.1 PROPORCIONES LÍMITES PARA PERFILES T

Tipo de Perfil T	Ancho total del ala, b_f	Espesor del ala, t_f
	Altura total del perfil, d	Espesor del alma, t_w
T compuestas	≥ 0.50	≥ 1.25
T laminadas	≥ 0.50	≥ 1.10

C-15.8 MIEMBROS COMPUESTOS

La Fig.C-15.2 justifica el cuidado que debe ponerse en las conexiones de los extremos de los miembros compuestos. La comparación entre las cargas críticas de pandeo, P_{cr} , en los tres casos presentados, indica que el caso c) resulta ser el más económico. Las Figs. C-15.3 (a) a C-15.3 (h) ayudan a una mejor comprensión de los requisitos de este Artículo. Los requisitos referentes al diseño y el detallado de los miembros compuestos que no pueden establecerse en función de las tensiones calculadas se fundamentarán en la experiencia.

La separación longitudinal de los medios de unión que vinculan los componentes de miembros compuestos comprimidos, tiene que estar limitada de tal manera que el pandeo de los segmentos ubicados entre conectores adyacentes no ocurra bajo una carga menor que la requerida para que el miembro en conjunto alcance su resistencia de agotamiento. La relación de esbeltez L/r de los miembros componentes no excederá 0.75 veces la relación de esbeltez del miembro compuesto. Se establecen requisitos adicionales para miembros compuestos formados por ángulos. Sin embargo, estos requisitos mínimos no necesariamente aseguran que la relación de esbeltez efectiva del miembro compuesto sea igual a la del miembro compuesto actuando como una sola unidad. En este Artículo se dan fórmulas para modificar las relaciones de esbeltez basados en la investigación experimental y toma en cuenta el efecto de la deformación por corte en los medios de unión [Zandonini, 1985]. La fórmula (15-15) está basada en resultados experimentales [Zandonini, 1985], mientras que la fórmula (15-16) fue derivada teóricamente y verificada contra una base de datos experimental. En ambos casos las conexiones de los extremos deberán ser soldados o empernados con conexiones de deslizamiento crítico [Aslani y Goel, 1991]. Los medios de unión deberán ser diseñados para resistir las fuerzas cortantes generadas en el pandeo de los miembros. Las tensiones de corte son máximas cuando la pendiente de la elástica del miembro pandeado sea máxima [Bleich, 1952].

A fin de asegurar un estrecho ajuste en toda la superficie de unión de los componentes diseñados para estar en contacto entre sí, puede resultar que la separación máxima entre los medios de unión sea menor que la requerida para evitar el pandeo local. También se suministran los requisitos especiales para miembros de acero resistente a la corrosión atmosférica expuestos a la misma [Brockenbrough, 1983].

Las especificaciones que controlan el dimensionamiento de las planchas de cubierta perforadas están basadas en extensas investigaciones experimentales [Stang y Jaffe, 1948].

C-15.10.3 Pernos de anclaje y barras embebidas

Se incluyen procedimientos para el diseño de pernos de anclaje y barras embebidas en las publicaciones del ACI, *Structural Concrete*, ACI 318-95 y en el Apéndice B del *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*, ACI 349-85, así como también en el Manual del Prestressed Concrete Institute, PCI.

C-15.11 ARRIOSTRAMIENTOS

Las bases teóricas de este Artículo se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. Véanse en el Apéndice G las definiciones de los sistemas de arriostramientos.

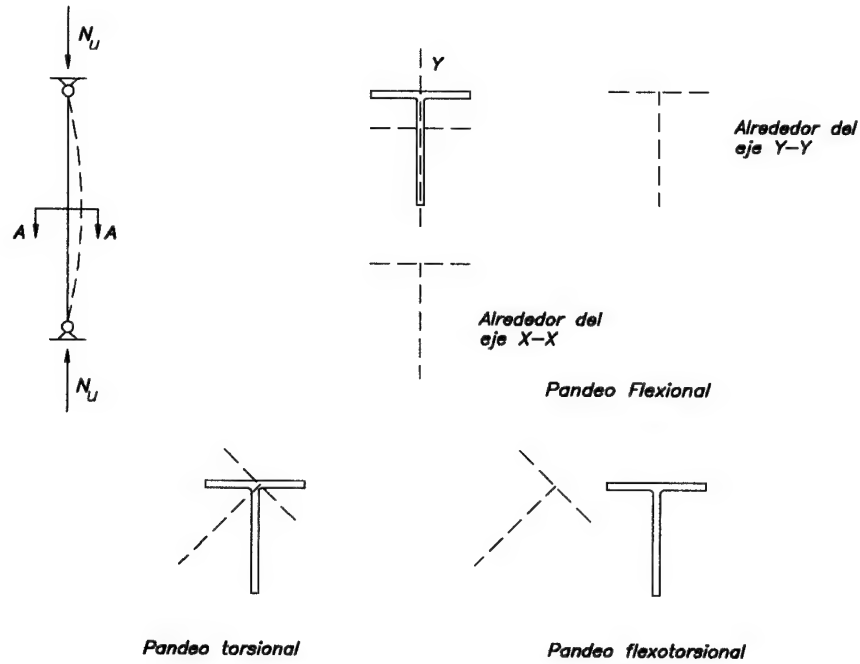


FIGURA C-15.1. Modos de pandeo.

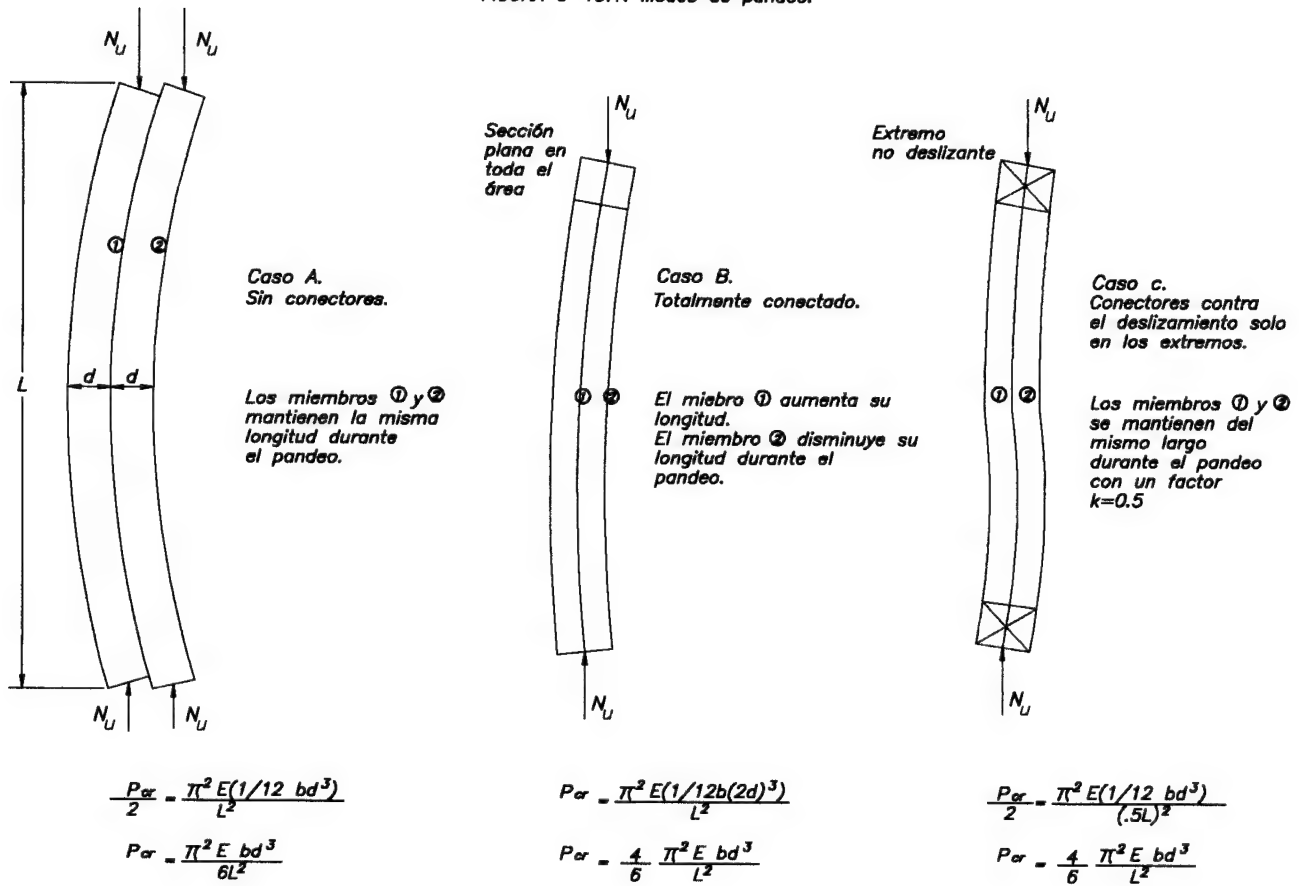
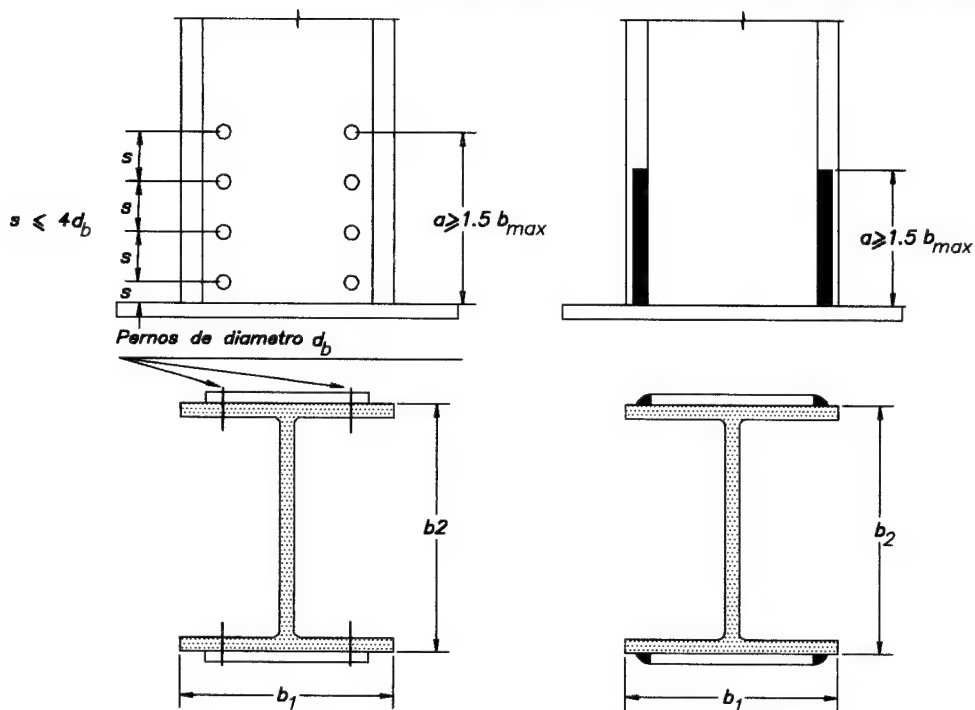
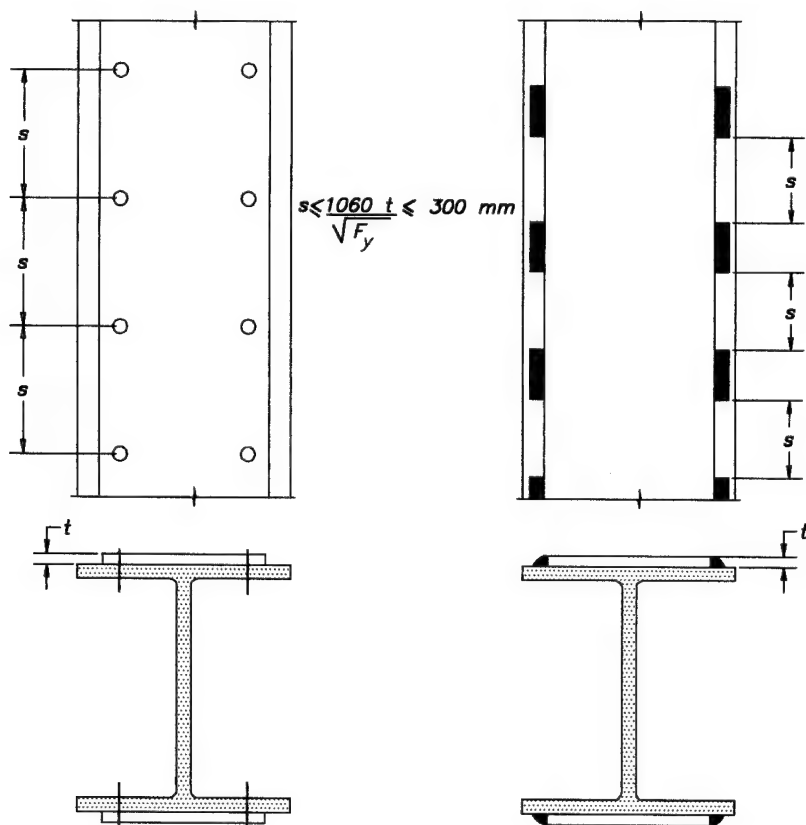


FIGURA C-15.2. Concepto de diseño de miembros compuestos sometidos a compresión.

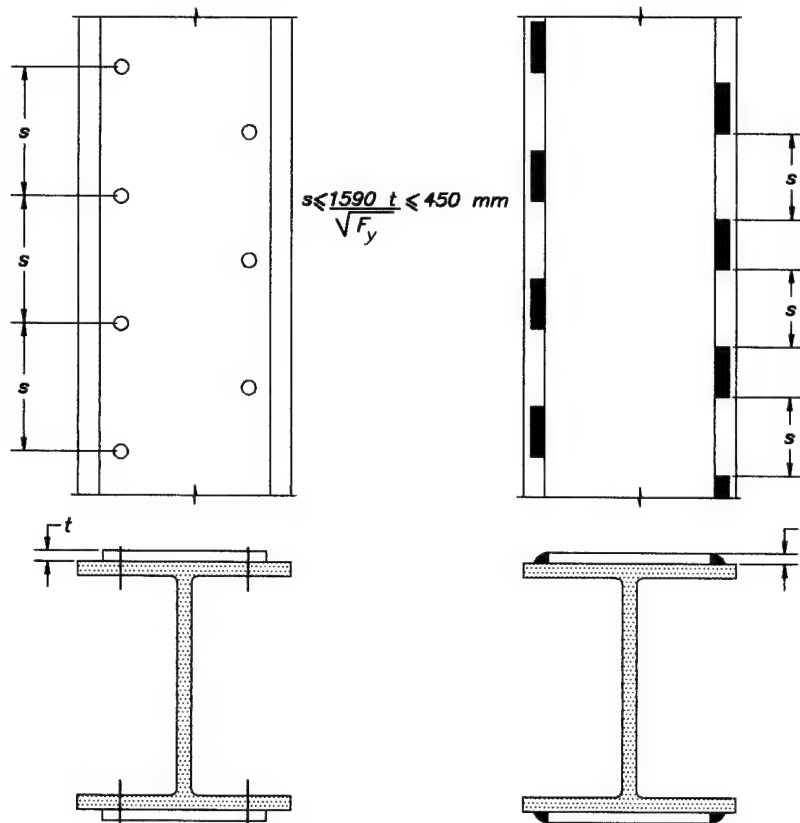


a) Extremos de miembros comprimidos apoyados en planchas de repartición.

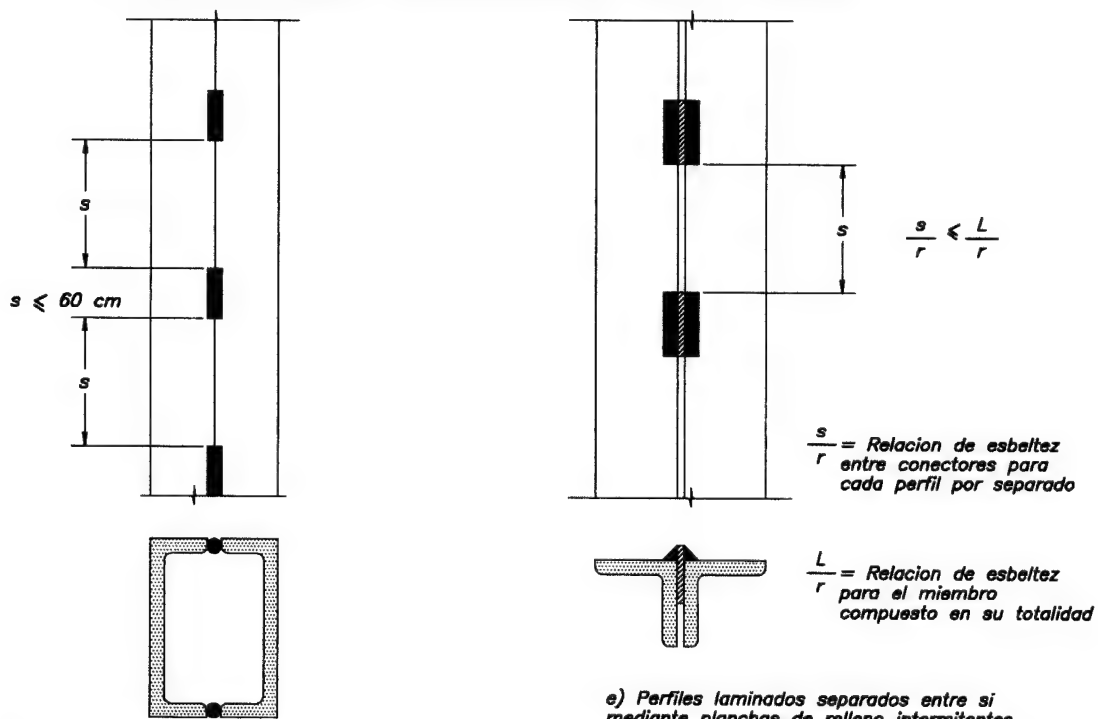


b) Conectores intermedios o soldaduras intermitentes colocados en una misma línea.

FIGURA C-15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión.



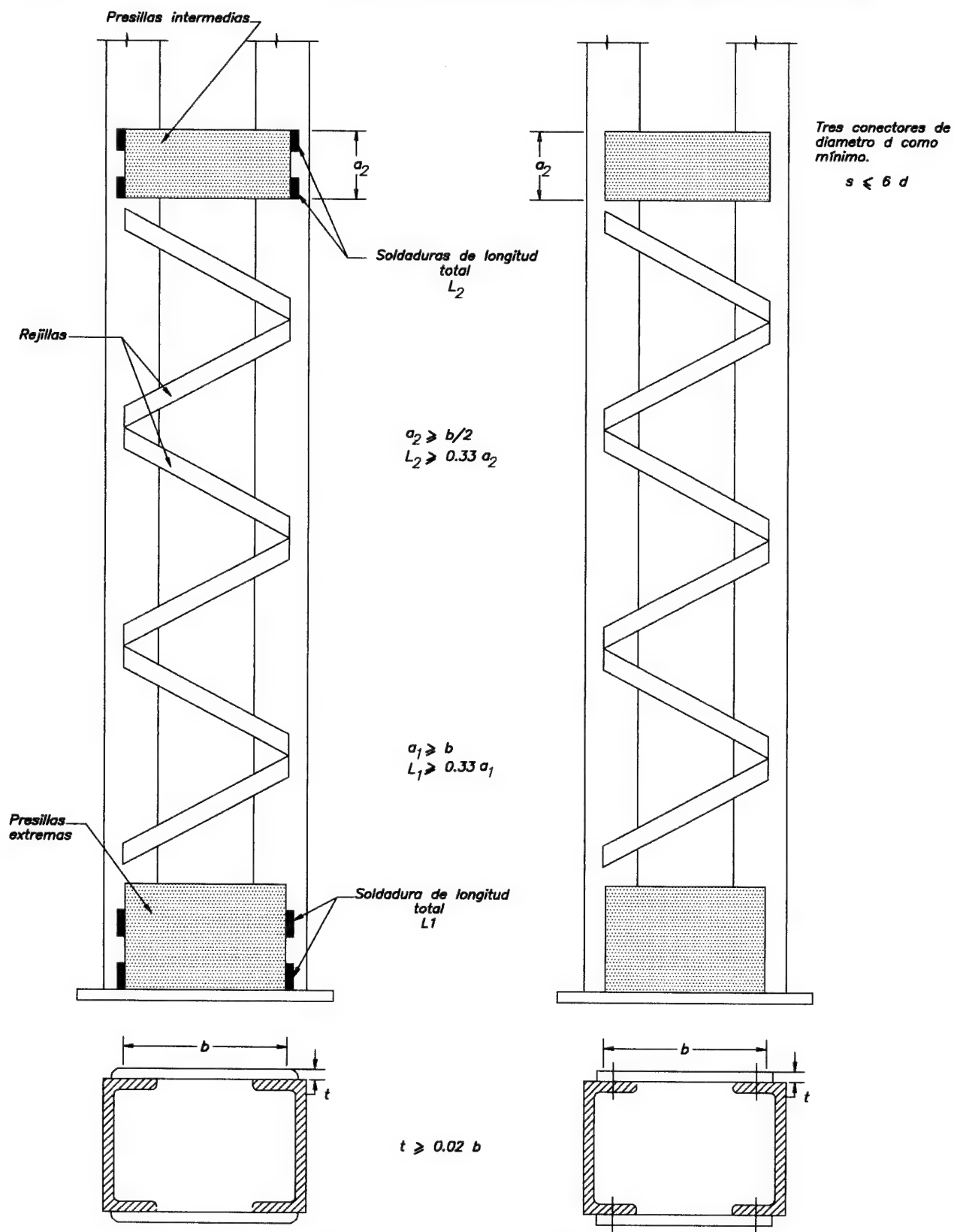
c) Conectores intermedios o soldaduras intermitentes colocados en tresbolillo.



d) Perfiles laminados conectados entre sí con soldaduras intermitentes.

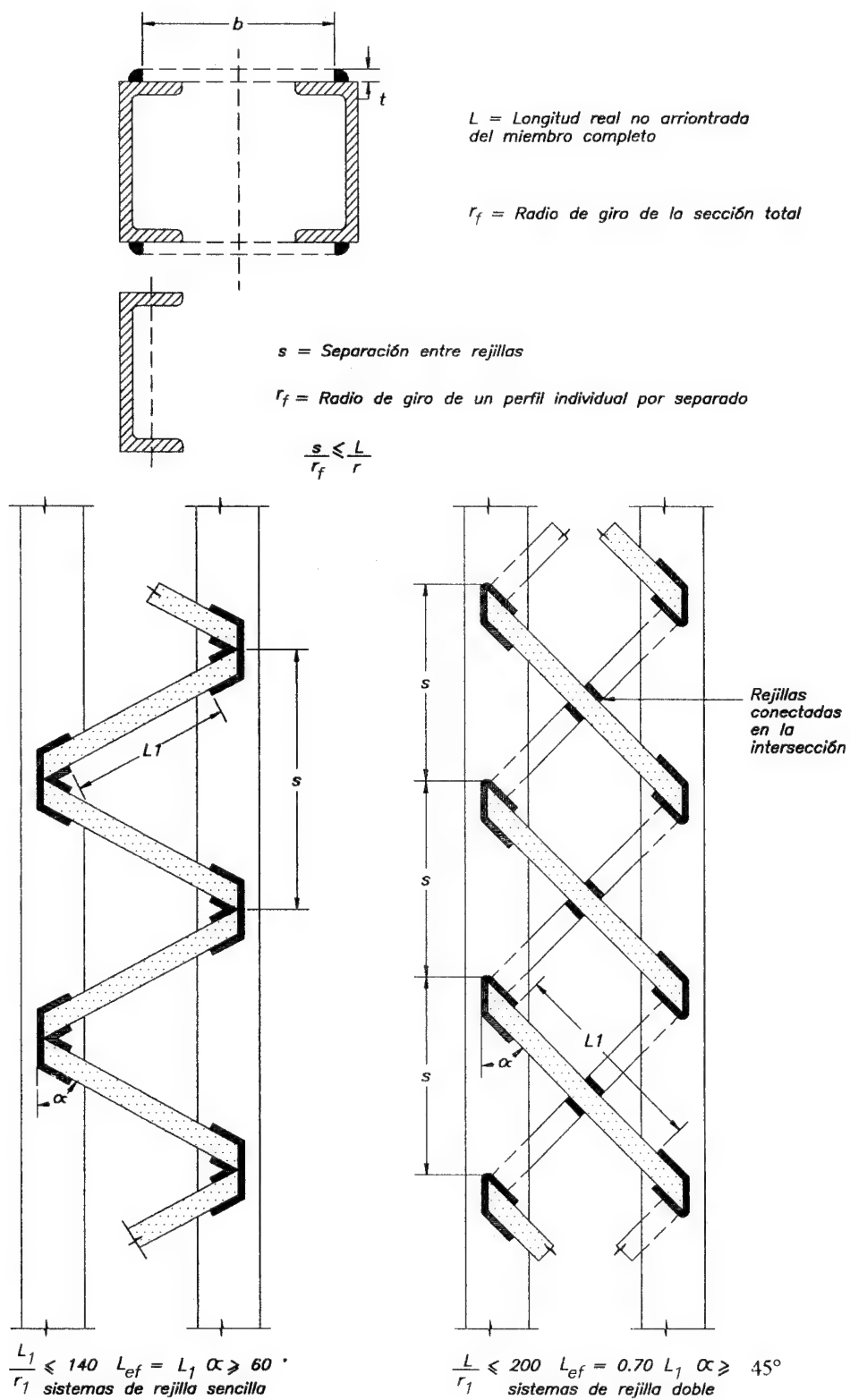
e) Perfiles laminados separados entre sí mediante planchas de relleno intermitentes.

FIGURA C-15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).



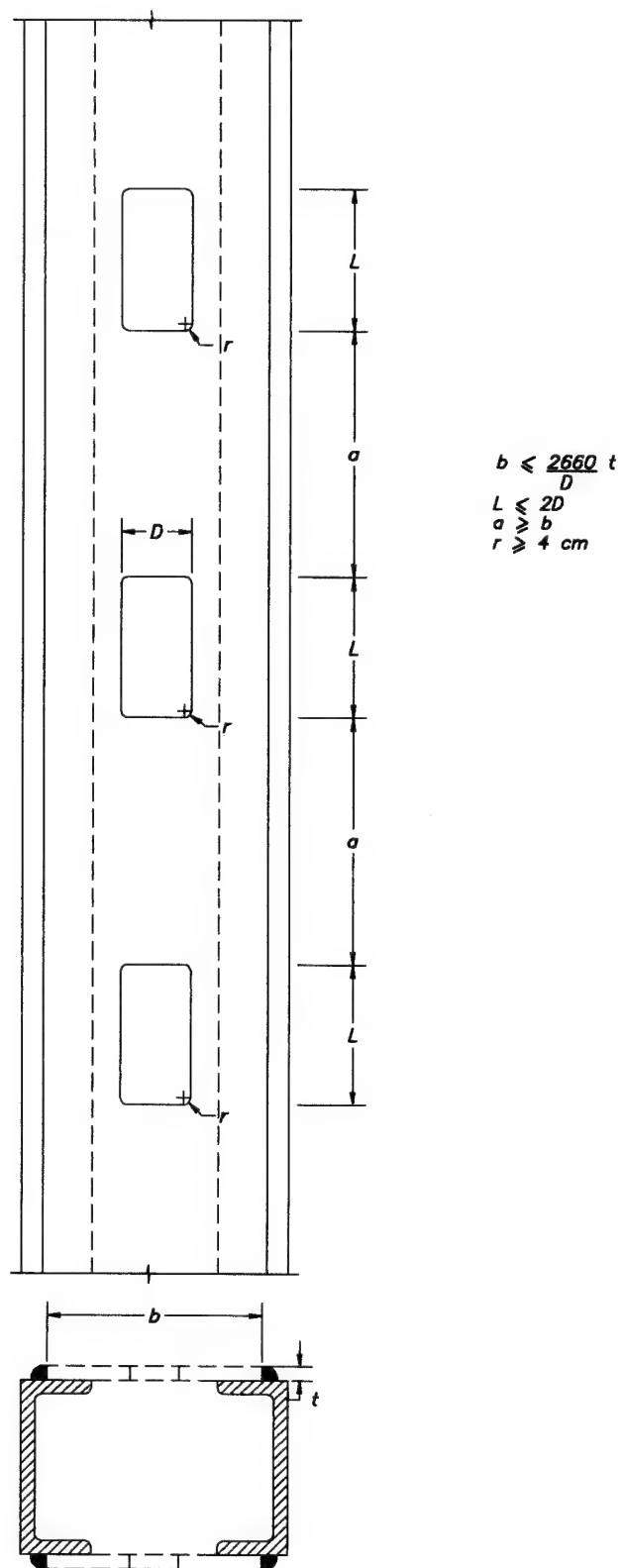
f) Requisitos para el uso de presillas

FIGURA C- 15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).



g) Requisitos para el uso de rejillas.

FIGURA C-15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).



h) Requisitos para el uso de planchas de cubierta perforadas.

FIGURA C-15.3. Miembros compuestos sometidos a compresión (continuación).

CAPÍTULO C-16 MIEMBROS A FLEXIÓN Y CORTE

C- 6.2 LONGITUD PARA EL DISEÑO

C-16.2.3 Longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico

Las antiguas expresiones de la Norma AISC-ASD que eran funciones del valor de la relación M_1/M_2 han sido reemplazadas por una única expresión, la fórmula (16-1) que proporciona una función continua entre la longitud no arriostrada y la relación de momentos en los apoyos de manera que no se presenten cambios abruptos cerca del valor $M_1 / M_2 = - 0.5$, correspondiente al caso de momento uniforme. Para este valor en particular la longitud no arriostrada es la misma que la de la norma AISC - ASD. Pero hay un incremento sustancial en la longitud no arriostrada para valores positivos de la relación M_1 / M_2 , correspondiente a curvatura doble, porque la cedencia está confinada a zonas próximas a los puntos de arriostramiento [Yura et al., 1978].

La fórmula (16-2) es una expresión similar para las barras rectangulares sólidas o vigas cajón simétricas. Ambas fórmulas suponen que el diagrama de momentos dentro de la longitud no arriostrada próxima a la localización de las rótulas plásticas es razonablemente lineal. Para el caso de diagramas no lineales entre arriostramientos, el ingeniero estructural ejercitará su criterio para determinar un valor representativo de la relación M_1 / M_2 .

C-16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

C-16.3.2 Resistencia a flexión

C-16.3.2.2 Cedencia

La resistencia teórica de una sección compacta lateralmente arriostrada es el momento plástico M_p . Pero como en las secciones con un factor de forma mayor de 1.5 (relación entre el momento plástico y el momento correspondiente al inicio de la cedencia en la fibra extrema) pueden ocurrir deformaciones inelásticas significativas cuando se permite que la sección alcance el momento M_p para cargas mayoradas, se ha limitado el momento a 1.5 el momento cedente, M_y . Este acotamiento del momento plástico no se aplicará a las vigas de sección híbrida, cuando el material del alma tenga una tensión de cedencia menor que la de las alas. La cedencia en el alma no resulta en significativas deformaciones inelásticas. Por esto en las secciones híbridas, el momento cedente se calculará como $M_y = F_{yf} S$.

Cuando el momento de inercia alrededor del eje de flexión es menor o igual que el momento de inercia fuera del plano, no se presentará el fenómeno de pandeo lateral torsional. Por lo tanto, para secciones flectadas alrededor del eje de menor inercia y para secciones con $I_x = I_y$, tales como las secciones cerradas cuadradas, no es aplicable el estado límite de pandeo torsional y la cedencia controlará el diseño si la sección es compacta o plástica.

Cuando $h / t_w > 2.40\sqrt{E/F_{yw}}$, la resistencia del alma a corte se basará en el pandeo. Tomando como límite de proporcionalidad el 80 % de la tensión cedente del alma [Basler, 1961] se obtiene el valor límite a partir del cual la resistencia del alma está determinada por la tensión de pandeo elástico. En efecto, cuando $h / t_w > 3.0\sqrt{E/F_{yw}}$, la tensión crítica corresponde a las expresiones de Cooper et al. [1978, fórmula No. 6], y de Timoshenko y Gere [1961].

C-16.6 VIGAS CON PERFORACIONES EN EL ALMA

Para dar paso a los sistemas de conducción eléctrica, sanitarias, y otros similares, a veces es necesario perforar el alma de las vigas que constituyen el sistema de piso. La localización, tamaño y número de aberturas son los parámetros a considerar y sobre los cuales existen recomendaciones empíricas, como las de la Fig. C-16.2.

En el diseño de estas vigas, además de considerar el estado límite de servicio, deberán calcularse las siguientes capacidades resistentes para determinar el estado límite de agotamiento resistente: pandeo local del ala en compresión, del alma y de la sección T comprimida por encima o por debajo de la perforación, el pandeo lateral y la interacción momento - corte. Se suministra un procedimiento general de diseño así como directrices sobre la necesidad de reforzar el alma en las referencias Darwin [1990] y ASCE [1992, 1992 a].

C-16.7 PLANCHAS DE CUBIERTA EN LAS ALAS

Donde las planchas de cubierta de longitud parcial funcionen como parte integral de una viga hasta la sección donde teóricamente son necesarias, deberán prolongarse más allá de esta sección en la longitud suficiente para colocar los pernos de alta resistencia o soldaduras, necesarios para transmitir a la plancha la parte de las tensiones de flexión que le corresponda, es decir, las tensiones que la plancha habría recibido si se hubiese extendido en toda la longitud del miembro. La fuerza en la plancha de cubierta a ser desarrollada por los conectores en dicha extensión es igual a MQ / I , en donde M es el momento flector en el inicio de la extensión; Q es el momento estático del área de la plancha de cubierta respecto al eje neutro de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta; I es el momento de inercia de la sección total, incluyendo las planchas de cubierta. Si el momento, calculado igualando la expresión MQ / I a la resistencia minorada de las soldaduras en esta distancia, es menor que el valor correspondiente en la sección donde teóricamente se interrumpirían, deberá incrementarse el tamaño de las soldaduras o extenderse el extremo de la plancha de cubierta hasta una sección donde el momento del miembro a la distancia a' , medida desde el extremo de la plancha, sea igual al que resistirían las soldaduras terminales. Véase la Figura C-16.3 para una mejor comprensión de los requisitos referentes al uso de las planchas de cubierta soldadas.

C-16.3.2.3 Pandeo lateral torsional

C-16.3.2.3.1 Secciones de simetría doble y canales con $L_b \leq L_r$

En la Figura C-16.1 se muestra la relación básica entre el momento nominal M_n y la longitud no arriostrada para una sección compacta con $C_b = 1.0$. En ella se aprecian cuatro zonas definidas por las longitudes L_{pd} , L_p y L_r . La fórmula (16-8) define la máxima longitud no arriostrada, L_p , para la cual se alcanza un momento uniforme M_p . El pandeo lateral - torsional elástico ocurrirá cuando la longitud no arriostrada sea mayor que L_r , dado por la fórmula (16-10). La fórmula (16-6) define el pandeo lateral torsional inelástico como una recta definida por los límites L_p y L_r . Para perfiles I, la resistencia de pandeo en la región elástica donde $L_b > L_r$ para perfiles I está dada por la fórmula (16-17).

También podemos observar en esta Figura que para otras formas del diagrama de momentos, la resistencia al pandeo lateral se obtiene multiplicando la resistencia básica por el coeficiente C_b . Sin embargo, el momento máximo M_t está limitado por M_p . Obsérvese que L_p , definido por la fórmula (16-8) solo tiene sentido físico cuando $C_b = 1.0$. Para valores de $C_b > 1.0$, se tienen mayores longitudes sin arriostramiento capaces de alcanzar M_p , como se muestra en la Fig. C-16.1. Para efectos de diseño, la longitud L_b puede despejarse de la fórmula (16-6) usando el valor de C_b deseado.

La expresión (C-16.1) para ajustar las fórmulas de pandeo flexotorsional a las variaciones del diagrama de momentos dentro de las longitudes no arriostradas que figuraba en las Normas AISI desde 1961,

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3 \quad (C-16.1)$$

ha sido sustituida por la (16-7), que con ligeras modificaciones corresponde a la fórmula presentada por Kirby y Nethercot [1979]. Las comparaciones con las soluciones teóricas de los casos presentados en la publicación del SSRC [Galambos, 1988] muestran una buena correlación y valores mucho más precisos que la antigua fórmula de C_b . En la fórmula (16-7) se utilizarán los valores absolutos de los tres momentos interiores obtenidos a $L/4$ y el momento máximo, independientemente de su localización. En la determinación de la resistencia usará el factor C_b y la distancia entre arriostramientos, no la distancia entre puntos de inflexión. Para facilitar el diseño, en la Tabla C-16.1 se dan los valores de C_b para los casos más usuales en el diseño de vigas.

La resistencia elástica de las vigas de sección híbrida es la misma que la de vigas de sección homogénea. Las ventajas de las secciones híbridas se evidencian solamente en los rangos de esbelteces inelástica y plástica.

C-16.3.2.3.2 Perfiles de doble simetría y perfiles canales con $L_b > L_r$

Las fórmulas de este Capítulo suponen que las cargas están aplicadas a lo largo del eje baricéntrico de la viga. Si la carga se aplica en el ala superior y el ala no está arriostrada, hay un efecto de volcamiento que reduce el momento crítico; recíprocamente, si la carga se suspende del ala inferior y esta ala no está arriostrada, hay un efecto estabilizante que incrementa el momento crítico [Galambos, 1988]. Para el caso de ala superior cargadas y no arriostrada lateralmente, el momento crítico reducido puede ser calcularse de manera conservadora y aproximada haciendo cero el factor de alabeo C_2 .

Para representar el caso más desfavorable, el de un segmento articulado en sus extremos sin arriostramientos intermedios, las fórmulas de momento crítico consideran implícitamente un factor de longitud efectiva unitario. La incorporación de cualquier restricción en un segmento adyacente a los segmentos críticos incrementa su capacidad de pandeo. Los efectos de vigas continuas en el pandeo lateral torsional han sido estudiados, y se ha propuesto un método de diseño simple y conservador, basado en la analogía de una columna con extremos restringidos no desplazables y un factor de longitud efectiva menor que la unidad [Galambos, 1988].

C-16.3.2.3.3 Secciones T y ángulos dobles dispuestos en T

La resistencia al pandeo lateral torsional de las secciones T, de simetría simple, se calcula mediante una fórmula bastante compleja [Galambos, 1988]. La fórmula (16.19) es una simplificación basada en la formulación de Kitipornchai y Trahair [1980]. Véase también Ellefrit et al [1992].

El coeficiente C_b empleado en las vigas de sección I, no es conservador para vigas de sección T cuya alma esté comprimida. Para tales caso, se recomienda usar $C_b = 1.0$. Cuando las vigas flectan en curvatura doble, la porción del alma en compresión puede controlar la resistencia al pandeo lateral torsional aún cuando los momentos sea relativamente pequeños en comparación con otras porciones de longitud no arriostrada con $C_b = 1.0$. Esto se debe a que la resistencia al pandeo lateral torsional de una T con el alma comprimida puede ser solamente la cuarta parte de la capacidad del alma en tracción. Como la resistencia al pandeo es sensible al diagrama de momentos, deberá tomarse conservadoramente $C_b = 1.0$. En los casos de alma traccionada, la conexión deberá detallarse de tal manera que minimice cualquier momento que pueda inducirse por las restricciones en los apoyos y puedan causar compresión en el alma.

C-16.4 DISEÑO POR CORTE

Las fórmulas de este Capítulo son una simplificación de las fórmulas más generales dadas en el Capítulo 17. En efecto las fórmulas se han derivado para un coeficiente de placa $k_p = 5.0$. También suponen cargas monotónicamente crecientes. Si un miembro en flexión está sometido a cargas reversibles que causan cedencia cíclica sobre una gran porción del alma, tal como ocurre durante un gran terremoto, deberán aplicarse los requisitos sismorresistentes correspondientes [Popov, 1980].

La capacidad resistente nominal a corte, según las fórmulas del presente Artículo, son función de la relación h / t_w :

Cuando $h / t_w \leq 2.40 \sqrt{E / F_{yw}}$ la capacidad resistente nominal de corte V_t se basará en el corte por cedencia del alma. El valor límite de h/t_w se ha establecido igualando la tensión crítica de pandeo por corte, F_{cr} , a la tensión cedente del alma, F_{yw} , en los trabajo de Cooper et al. [1978, fórmula No.35] y de Timoshenko y Gere [1961].

C-16.8 MIEMBROS COMPUESTOS


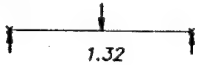
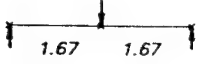

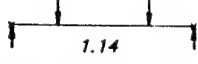
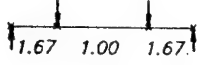
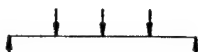
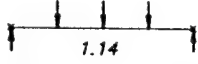
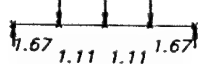
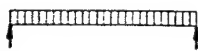
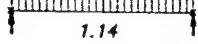
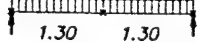
En la Fig. C-16.4 se presentan dos casos de miembros compuestos sometidos a flexión.

C-16.9 ARRIOSTRAMIENTOS

Véanse en el Apéndice G las definiciones de los sistemas de arriostramientos. Las bases teóricas de este Artículo se encuentran en los trabajos de Yura [SSRC, 1993]. En la Fig. C-16-5 se ilustra el significado de las variables utilizadas en el caso de almas de vigas parcialmente rigidizadas.

TABLA C-16.1

VALORES DE C_b PARA VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS

<i>Cargas</i>	<i>Arriostramiento lateral en el tramo</i>	C_b
	<i>Ninguno</i>	
	<i>En los puntos de carga</i>	
	<i>Ninguno</i>	
	<i>En los puntos de carga</i>	
	<i>Ninguno</i>	
	<i>En los puntos de carga</i>	
	<i>Ninguno</i>	
	<i>En medio del tramo</i>	

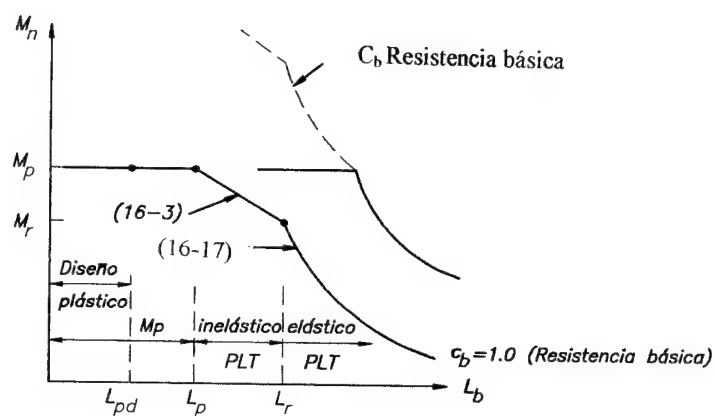
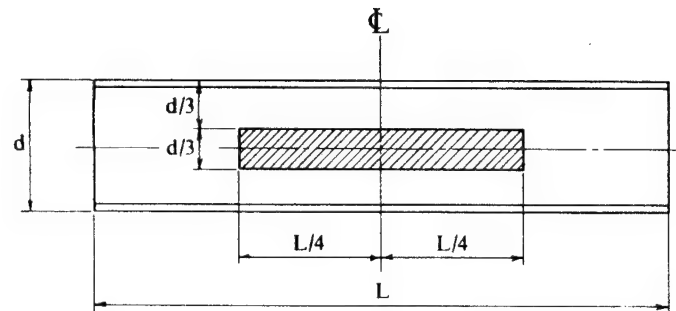
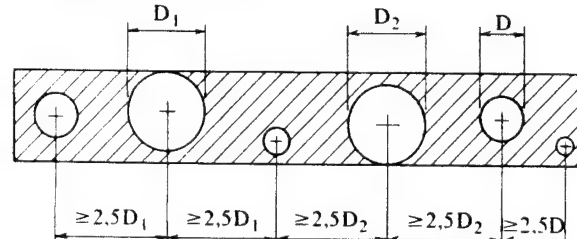


FIGURA C-16.1 RESISTENCIA TEÓRICA A FLEXIÓN EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD NO ARRIOSTRADA Y DEL GRADIENTE DE MOMENTOS



Agujeros circulares sin refuerzo se pueden materializar en cualquier lugar dentro de la zona achurada, sin que se afecte la resistencia de diseño de la viga, siempre y cuando:

1. La viga esté solicitada únicamente por carga uniformemente distribuida
2. La sección transversal de la viga tenga su eje de simetría en el plano de flexión.



La separación será $\geq 2,5$ veces el diámetro de la mayor de las dos aberturas adyacentes

Separación entre Agujeros

FIGURA C-16.2 PERFORACIONES NO REFORZADAS EN EL ALMA DE LAS VIGAS, SEGÚN LA NORMA CANADIENSE [CSA,1993]

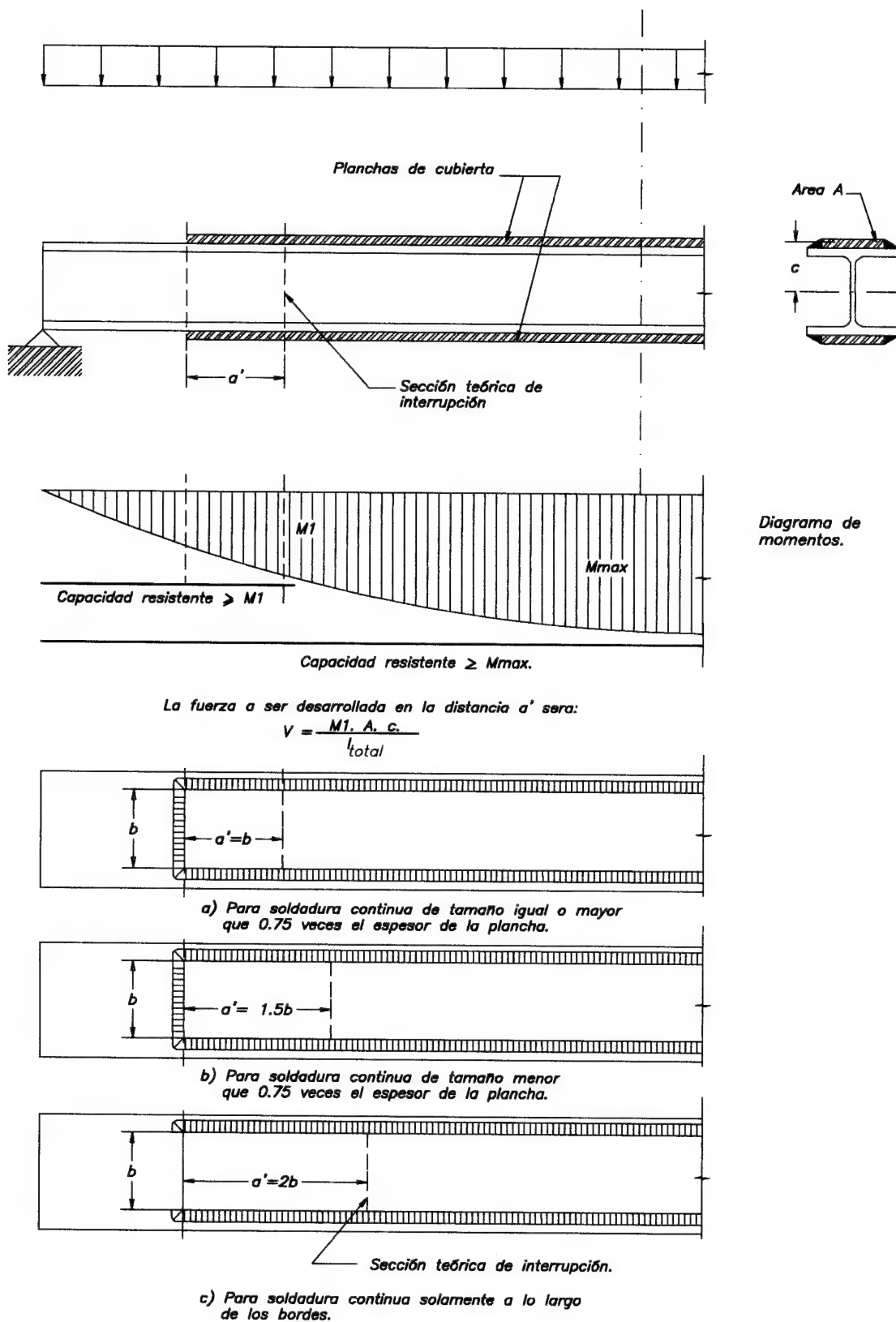
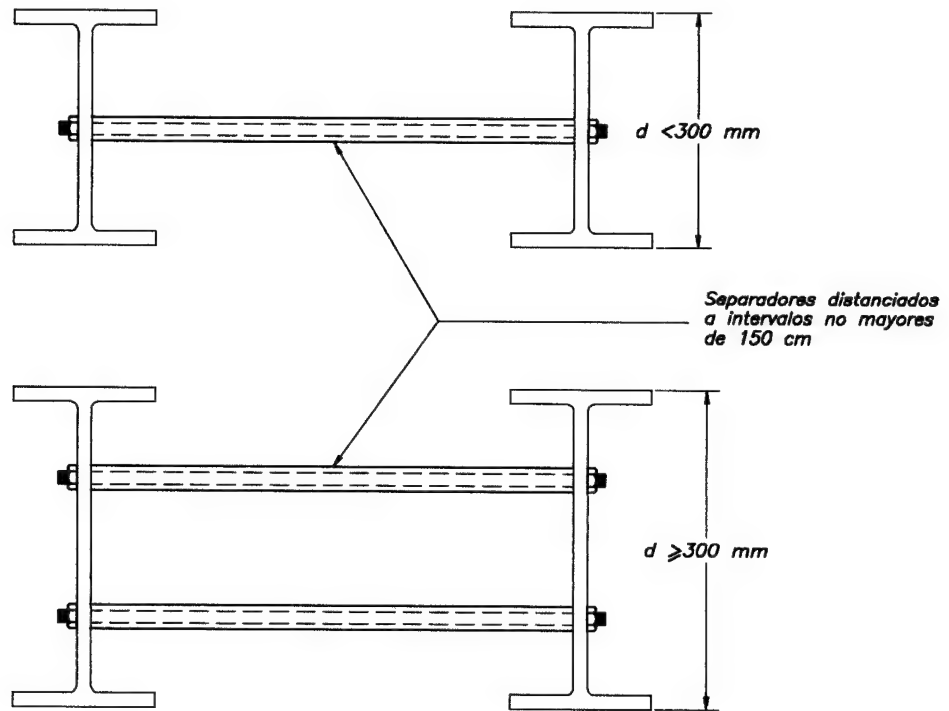
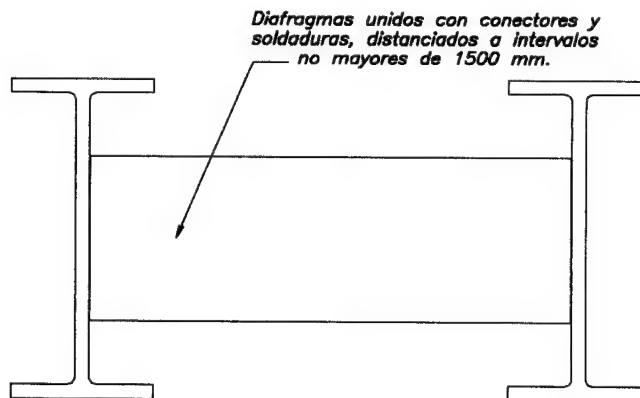


FIGURA C-16.3. Requisitos para el uso de las planchas de cubierta soldadas.

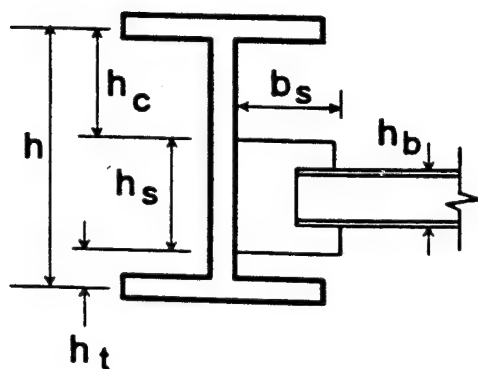


a) Caso donde no se transmiten o distribuyen cargas concentradas entre los perfiles componentes.



b) Caso donde se transmiten o distribuyen cargas concentradas entre los perfiles componentes.

FIGURA C-16.4. Miembros compuestos sometidos a flexión formados por vigas y retículos en cajón abierto.

**FIGURA C-16.5** ALMAS DE VIGAS PARCIALMENTE RIGIDIZADAS

CAPÍTULO C-17 VIGAS ARMADAS Y VIGAS DE ALMA ESBELTA

C-17.1 ALCANCE

Dando continuidad a la Norma COVENIN - MINDUR 1618-82 se mantiene la designación de *vigas armadas* en vez del correcto de *palastro*, actualmente en desuso y que fue utilizado antes de 1955 en las Normas del Ministerio de Obras Públicas, descartándose el de *vigas de alma llena*, muy empleado pero con significado confuso e impreciso; véase la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 2004 - 98 *Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones*. Este tipo de vigas se considera como un caso particular especialmente importante de los miembros compuestos.

La relación altura / espesor del alma tiene por objeto distinguir las vigas armadas o de alma esbelta de las vigas tratadas en el Capítulo 16. La esbeltez del alma está escrita en términos de la tensión de cedencia del ala, porque para vigas de sección híbrida el pandeo inelástico del alma debido a la flexión depende de las deformaciones del ala.

Las formulas empleadas en este Capítulo han sido tomadas del Boletín AISI 27 [Galambos, 1978] y sus requisitos son similares a la de la Norma AISC - ASD.

C-17.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN

La fórmula (17-6) es más precisa que la empleada por la Norma AASHTO [Gaylord and Gaylord, 1992; ASCE - AASHTO, 1968].

La expresión de R_{PG} está basada en los trabajos de Basler [1961] y es aplicable a todas las relaciones A_w / A_f . Pero arbitrariamente, se ha impuesto un valor límite de $a_r \leq 10$ para que no sea aplicable a secciones que se aproximan a una sección T.

C-17.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

A diferencia de las columnas que pueden alcanzar un estado límite de agotamiento resistente cuando se aproximan al estado de pandeo, los paneles del alma de una viga armada, delimitados en todos sus lados por las alas de la viga o por los rigidizadores transversales, son capaces de resistir cargas muy por encima de la correspondiente al *pandeo del alma*. Al alcanzar el límite teórico de pandeo habrán ocurrido en el alma desplazamientos laterales muy pequeños, los cuales no tienen ninguna importancia estructural porque todavía hay otros medios que contribuyen a resistir cargas adicionales. Cuando los rigidizadores transversales están distanciados adecuadamente y tiene resistencia suficiente para actuar como elementos comprimidos, las tensiones típicas de membrana, producidas por fuerzas cortantes mayores que las asociadas a la carga teórica de pandeo, forman un campo de tracciones diagonales. La combinación resultante ocasiona una forma de trabajo semejante a la de una celosía tipo Pratt que, sin producir cedencia en el acero, proporciona la capacidad para resistir las fuerzas cortantes aplicadas no consideradas por la teoría lineal de pandeo. En la Figura C-

17.1 se ilustra este comportamiento y en la Figura C-17.2, se muestran los rigidizadores transversales de soporte. Tomando en cuenta esta acción del campo de tracción se han desarrollado las fórmulas del presente Artículo.

A fin de facilitar el manejo de las vigas durante su fabricación y montaje, donde se requieran rigidizadores intermedios, la relación de aspecto del panel, a/h , se limita arbitrariamente hasta $[260 / (h / tw)]^2$ con una separación máxima de tres veces la altura de la viga.

C-17.4 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

A fin de suministrar un soporte lateral adecuado para el alma, se requiere que todos los rigidizadores tengan un momento de inercia mínimo, sin embargo, en muchos casos este requisito es superado por los establecidos para el área total. Se requieren áreas totales mayores en los rigidizadores colocados de un solo lado del alma que en los colocados en parejas, debido a que trabajan bajo carga excéntrica. La transferencia de fuerzas cortantes entre el alma y el rigidizador, debida a la acción del campo de tracciones diagonales, no es aditiva con la debida a una carga concentrada o reacción alineada con el rigidizador, por lo que éste sólo se necesita para conectar la mayor de las dos fuerzas cortantes. En la Fig. C-17.3 se muestran los rigidizadores transversales intermedios.

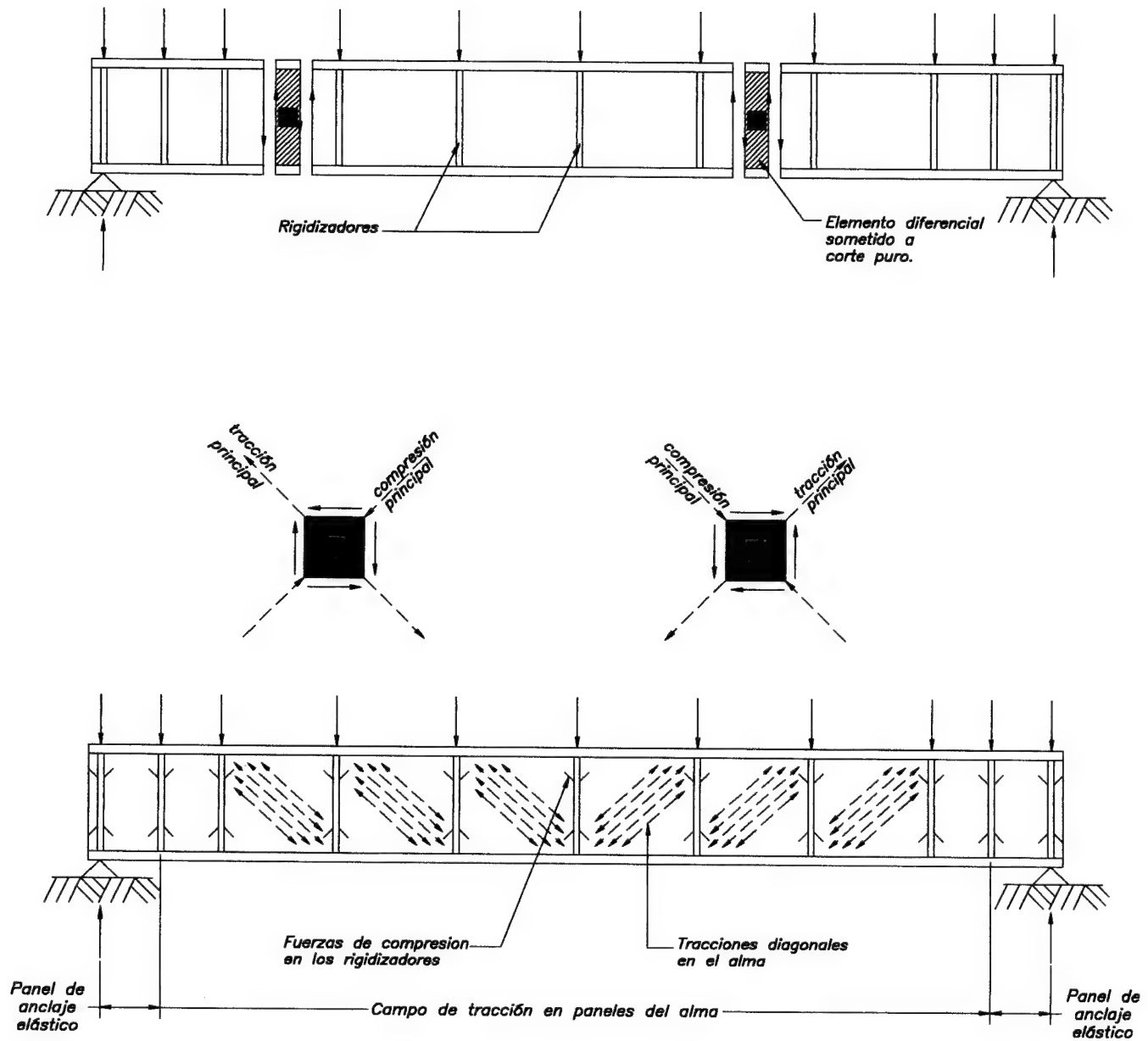


FIGURA C-17.1. Ilustración de la acción del campo de tracciones diagonales en una viga armada.

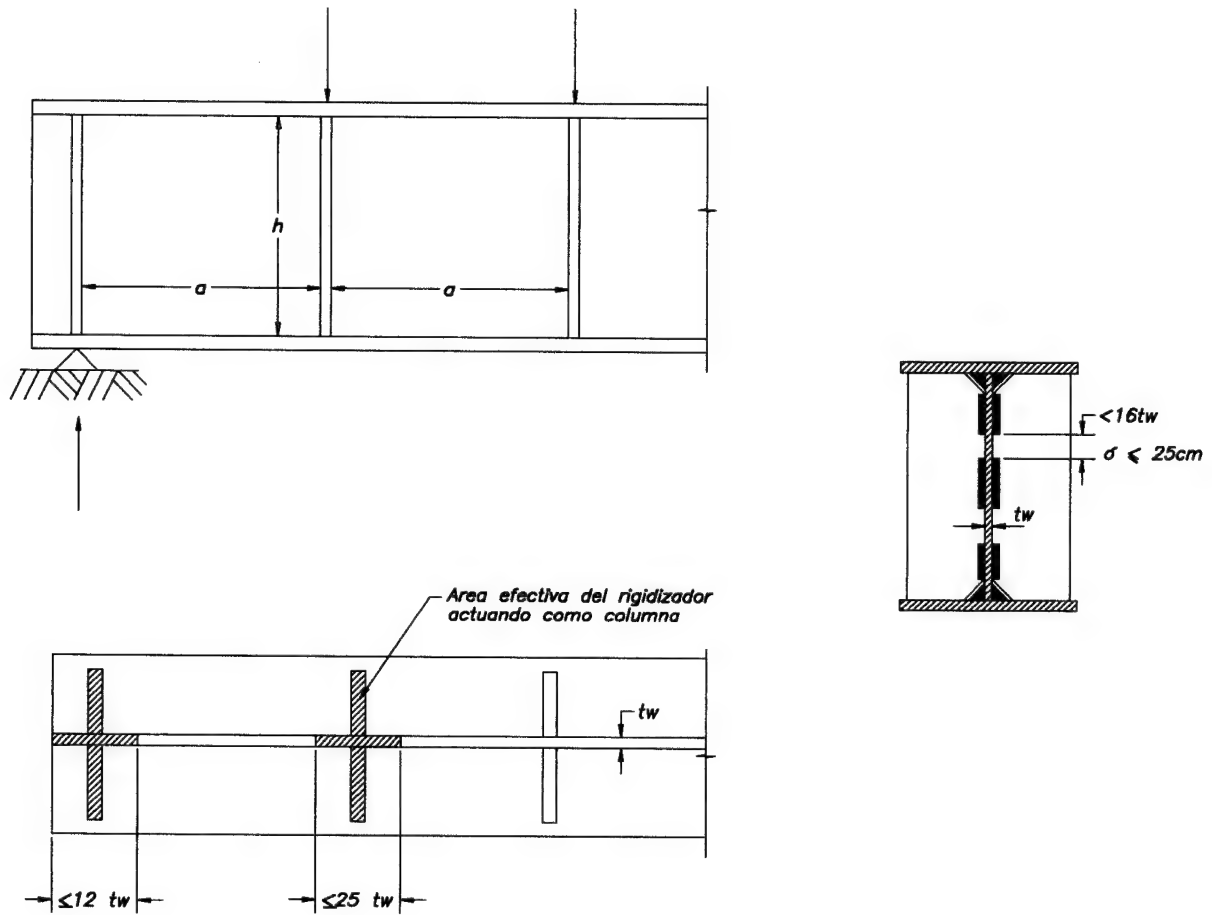


FIGURA C-17.2. Rigidezadores transversales de soporte.

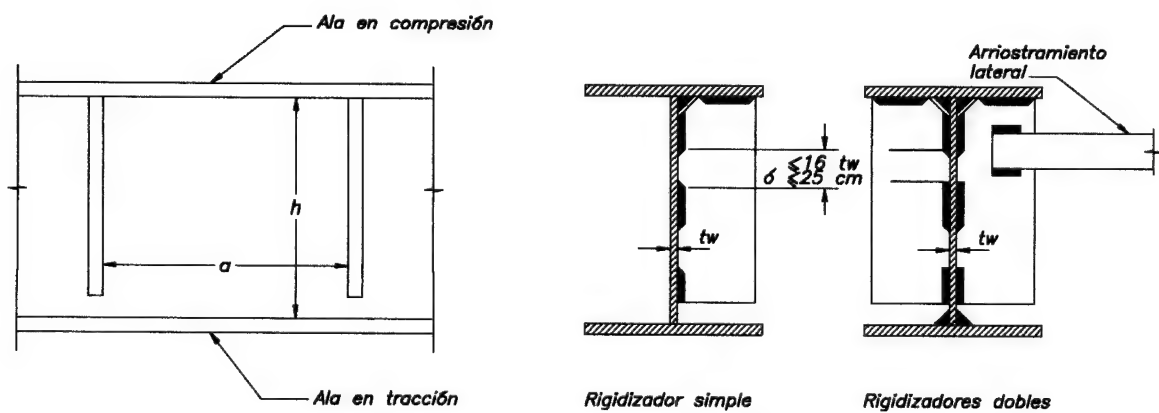


FIGURA C-17.3. Rigidezadores transversales intermedios.

CAPÍTULO C-18 MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

C-18.2 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZAS NORMALES

C-18.2.1 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a flexocompresión

Las fórmulas (18-1a) y (18-1b) son una simplificación y clarificación de las fórmulas similares usadas por la Norma AISC - ASD desde 1961. En las Normas anteriores, debían verificarse ambas fórmulas, ahora, en esta nueva presentación, la fórmula aplicable está controlada por el valor del primer término $N_u / \phi N_t$.

El término $N_u / \phi N_t$ tiene el mismo significado que el término f_a / F_a de las fórmulas del AISC-ASD. Es decir, que para el miembro comprimido, N_t deberá calcularse con el mayor factor de longitud efectiva kL/r . En el desarrollo de las fórmulas (18-1) se compararon muchas formulaciones alternativas con las soluciones exactas de 82 casos de columnas en pórticos desplazables resueltas en rango inelástico por Kanchanalai [1977]. En particular se estudio la posibilidad de usar el factor de longitud efectiva correspondiente a la longitud real de la columna ($k = 1.0$) en la determinación de N_t , combinada con un momento elástico de segundo orden, M_u , pero los errores resultaron ser muy grandes y se concluyó que no era posible formular un método general para abordar este problema sin utilizar el concepto de longitud efectiva, directamente o indirectamente, a través de una segunda fórmula, por eso se mantuvo el cálculo de N_t por medio de kL/r .

El término M_u es el máximo momento mayorado en el miembro. Es opcional incluir los efectos benéficos de tracción debido a los efectos de segundo orden, pero deben incluirse los efectos de compresión normal y los de traslación debido a las cargas gravitacionales, tal como se ha establecido en el Capítulo 9.

Las fórmulas alternativas (18-5) y (18-6) se recomiendan para secciones H y perfiles de ala ancha solicitados biaxialmente [Galambos, 1988; Springfield, 1975 ; Tebedge y Chen, 1974]. Estas fórmulas solo pueden ser utilizadas en pórticos arriostrados, y representan una liberalización con respecto a las disposiciones de la Sección 18.2.1, por lo que también es necesario verificar la cedencia en el estado límite de servicio, usando las cargas y los factores de mayoración apropiados en las fórmulas (18-1a) o (18-1b), con $M_{ux} = S_x F_y$ y $M_{uy} = S_y F_y$.

Los requisitos de este Capítulo no están concebidos para limitar el momento no lineal de segundo orden que se pueden generarse bajo movimiento sísmicos de gran amplitud.

C-18.2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidos a flexotracción

Al contrario de lo que sucede en los miembros comprimidos, la tracción normal tiende a disminuir las tensiones de flexión en las secciones situadas entre apoyos laterales. Este efecto se debe a que el momento secundario, igual al producto de la flecha multiplicado por la tracción normal, es de sentido opuesto al momento aplicado, en lugar de ser del mismo sentido y aditivo como ocurre en las columnas o miembros comprimidos.

C-18.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, CORTE Y/O FUERZAS NORMALES

Este Artículo cubre las secciones transversales y las solicitaciones no contempladas en la el Artículo 18.2, especialmente cuando la consideración de la torsión es importante en el diseño [AISC, 1983].

En estos casos es recomendable hacer un análisis elástico basado en métodos numéricos para determinar las máximas tensiones normales y de corte, o las tensiones de pandeo elástico. En los cálculos de pandeo, el parámetro de esbeltez equivalente, λ_e , a utilizar en las fórmulas (15-2) o (15-3) se calculará con la expresión (15-7), donde la tensión de pandeo elástico, F_e , se determinará del análisis numérico de la estabilidad.

C-18.4 FÓRMULAS ALTERNAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS

En los miembros no solicitados a pandeo flexional, como por ejemplo cuando $L_b < L_{pd}$, y siempre que la flexión sea alrededor de un solo eje, se aceptará como una alternativa el empleo de fórmulas de interacción N-M más liberales, como las que representan las fórmulas (18-9) y (18-10).

Las fórmulas para secciones cajón cuadradas o rectangulares se ha tomado de los trabajos de Zhou y Chen [1985].

Las fórmulas alternativas para secciones H y columnas con perfiles de ala ancha solicitadas biaxialmente se han tomado de Galambos [1988], Springfield [1975] y Tebedge y Chen [1974].

Para secciones I con $b_f/d > 1.0$ se recomienda el uso de las fórmulas (18-1) porque no hay investigaciones adicionales disponibles para este caso.

CAPÍTULO C-19 MIEMBROS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE

C-19.1 ALCANCE

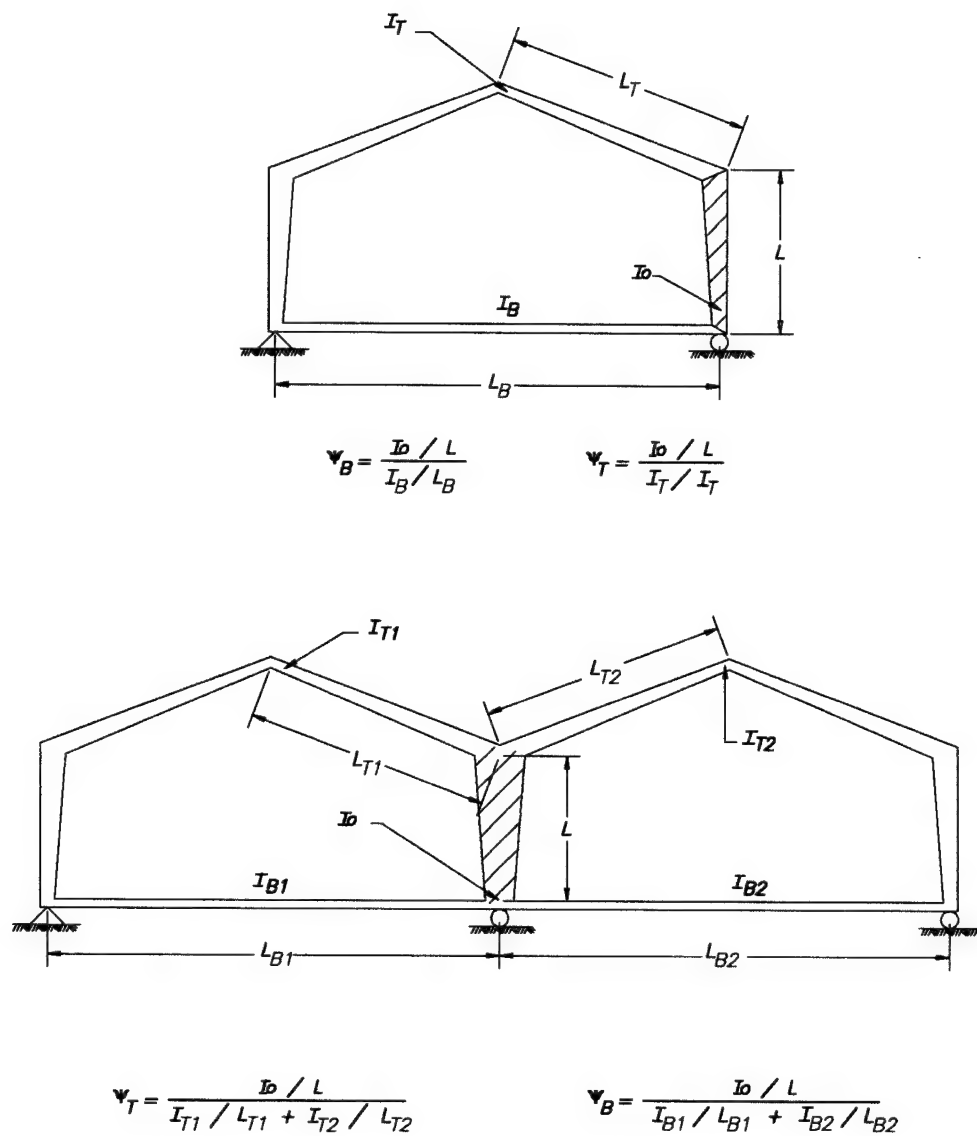
Aún cuando los requisitos para estos miembros son similares a los de sección constante, se requieren ciertas modificaciones debido a la variación de la altura. Tales modificaciones obligan a la introducción de una notación especial, definida frecuentemente por expresiones algebraicas que no son aplicables a los miembros prismáticos.

C-19.4 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

El criterio para formular la resistencia teórica a compresión de las columnas de sección variable linealmente, se fundamenta en el concepto de que la tensión crítica para tales miembros comprimidos normalmente es igual a la correspondiente para una columna prismática de longitud diferente, pero cuya sección transversal es igual a la del extremo menor de la columna de sección variable. Este planteamiento ha dado como resultado el uso de un factor de longitud efectiva equivalente k , para los miembros de sección variable linealmente sometidos a compresión normal [Lee et al., 1972]. El factor de longitud efectiva puede ser calculado con precisión en los pórticos rígidos rectangulares y simétricos, formados por vigas prismáticas y columnas de sección variable linealmente. Con algunas modificaciones en las hipótesis, estos pórticos pueden servir de modelo matemático para determinar con suficiente exactitud la influencia de la rigidez de los miembros que restringen los extremos de una columna de sección variable linealmente, como se indica en la Fig. C-19.1 [Lee et al., 1972; Gutiérrez, 1988].

C-19.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN

El tratamiento en flexión para las vigas de altura variable linealmente concuerda estrechamente con el de las vigas prismáticas. El concepto básico consiste en reemplazar una viga de altura variable linealmente por una viga prismática equivalente de longitud diferente, pero con una sección transversal igual a la del extremo menor de aquella [Lee et al., 1972]. Este concepto ha llevado al uso de los factores modificadores de la longitud, incluidos en las fórmulas (19-8) y (19-9), basadas en la resistencia total al pandeo lateral, utilizando tanto la resistencia a la torsión de Saint Venant como la de alabeo. El factor B toma en cuenta el gradiente de momentos y la restricción lateral que ejercen los segmentos adyacentes, para modificar las tensiones de flexión. En los miembros que son continuos más allá de los soportes laterales, se aplican usualmente los casos a, b y c. Sin embargo, debe notarse que éstas expresiones son válidas solamente cuando la fuerza normal es pequeña y los segmentos adyacentes no arriostrados son aproximadamente de igual longitud. Para un miembro aislado, o para segmentos que no corresponden con ninguna de las categorías a, b, c y d, el valor recomendado es $B = 1$. También se tomará $B = 1$ cuando se calcula F_{bx} en la fórmula (18-1), ya que el efecto del gradiente de momentos se tiene en cuenta mediante el factor C_m [Morrell and Lee, 1974].

FIGURA C-19.1. Ilustración del cálculo de los factores Ψ en casos típicos.

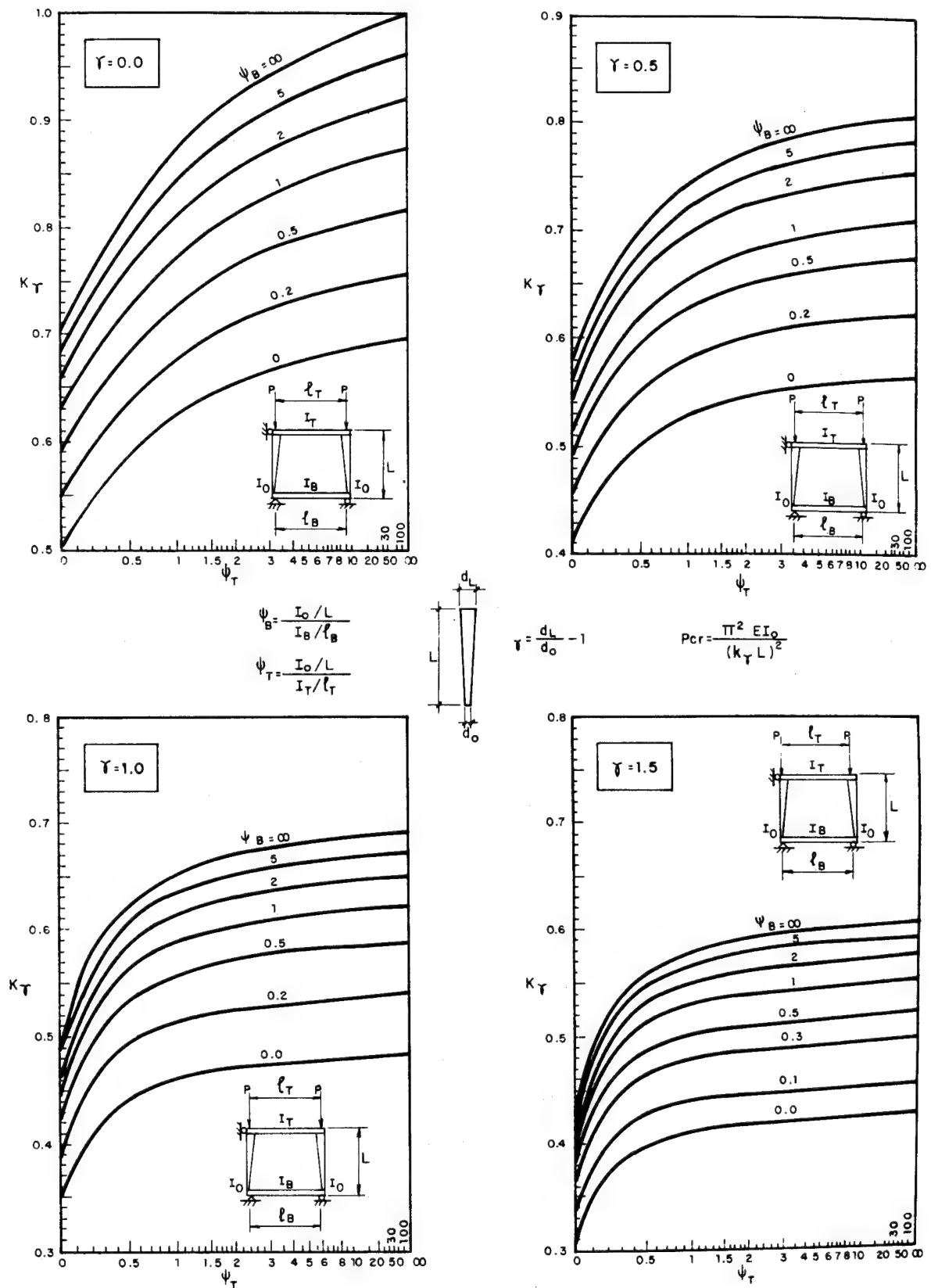
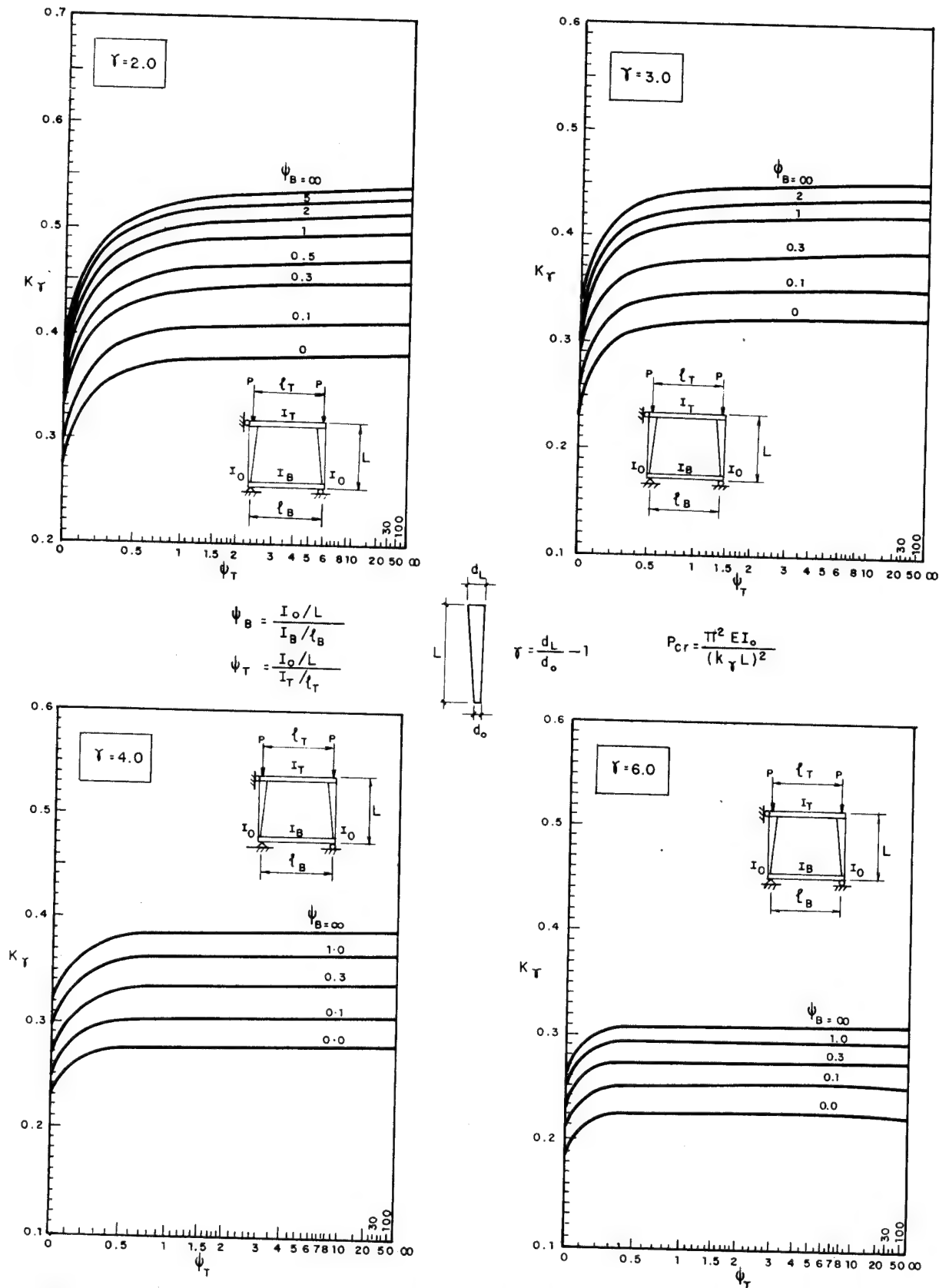


FIGURA C-19.2 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL NO PERMITIDO



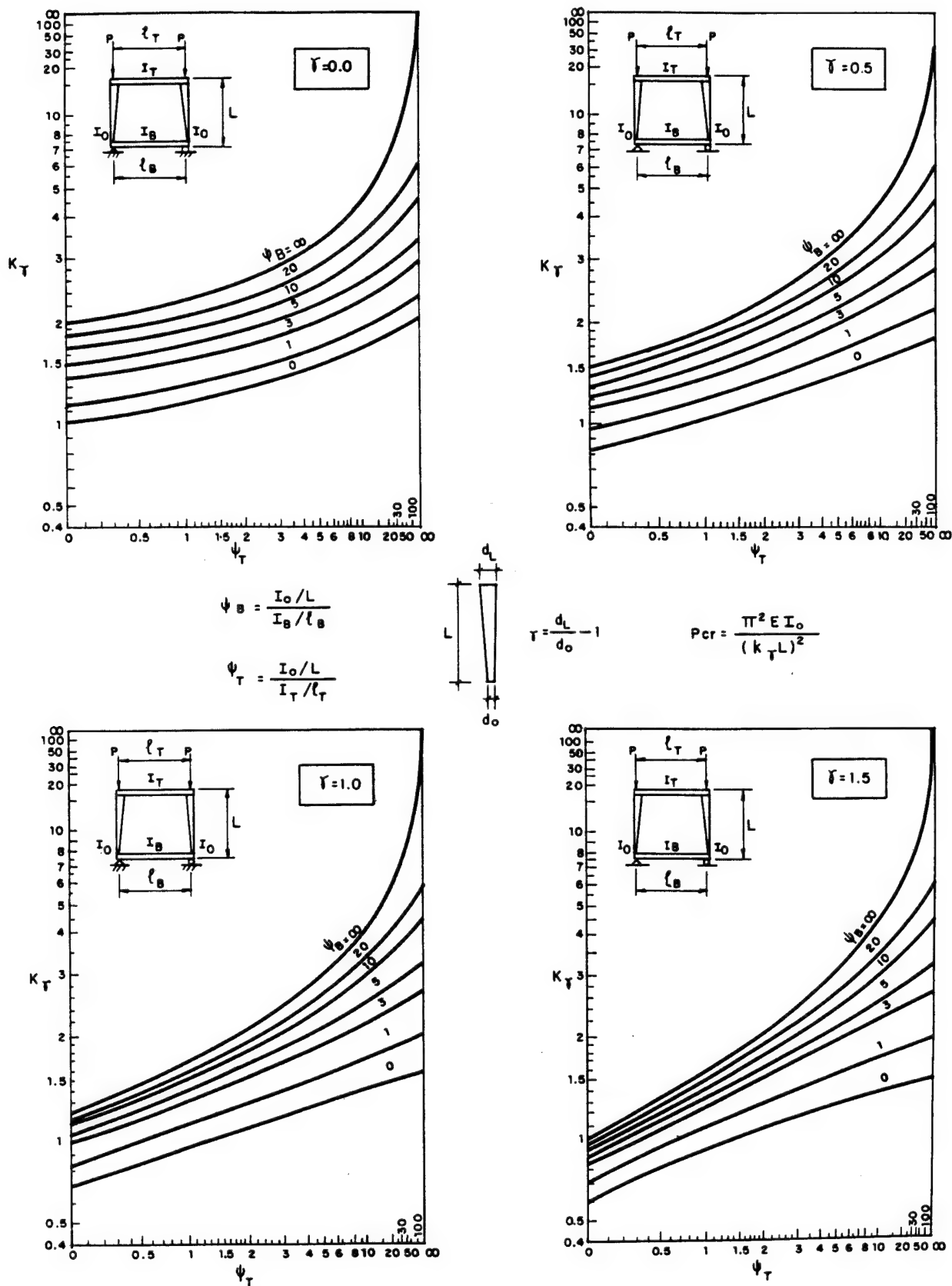


FIGURA C-19.4 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

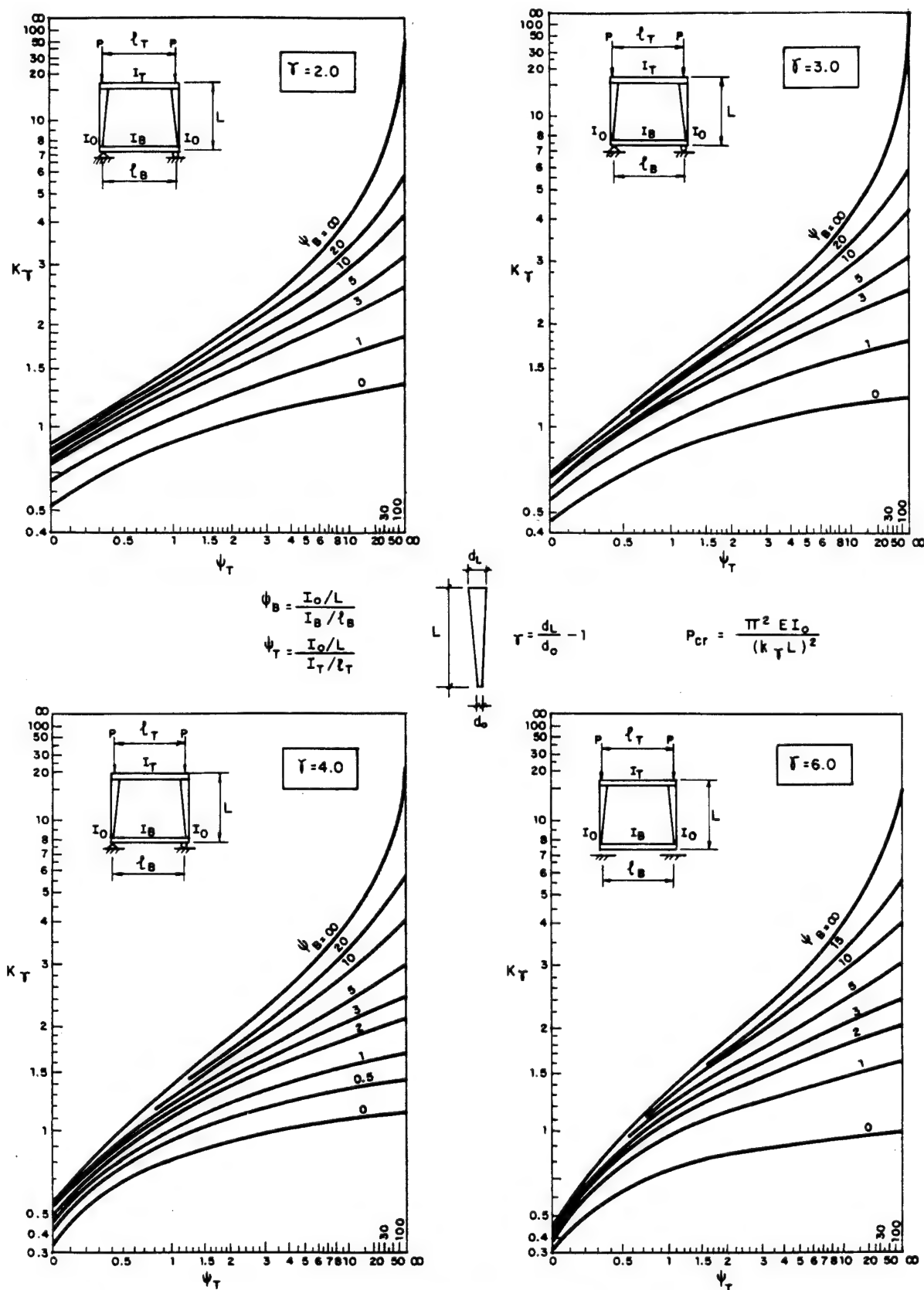


FIGURA C-19.5 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS DE ALTURA VARIABLE LINEALMENTE CON DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

CAPÍTULO C-20 DISEÑO PARA FUERZAS CONCENTRADAS

C-20.1 ALCANCE

La Norma AISC -LRFD establece criterios diferentes para los dos tipos de cargas concentradas que pueden actuar sobre las alas de un miembro. Las fuerzas concentradas individuales que pueden ser de tracción, como en el caso de tensores, o de compresión, tal como el que transmiten las planchas de apoyo sobre las vigas interiores, reacciones de las vigas y otras conexiones de apoyo. Y pares de fuerzas concentradas, una de tracción y otra de compresión formando un par del mismo lado del miembro cargado, como el que se transmite a las alas de una columna a través de las conexiones de momento, soldadas o empernadas.

A fin de hacer consistente las disposiciones de este Capítulo con los requisitos sismorresistentes del resto de la Norma, se han omitido las referencias a los rigidizadores diagonales por las razones expuestas en C- 11.4.5.

C-20.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALAS

Donde una fuerza de tracción sea transmitida por medio de planchas soldadas a un ala, esta ala deberá ser suficientemente rígida para prevenir su deformación y las correspondiente concentración de altas tensiones en la soldadura de la unión alma - ala.

La longitud efectiva del ala por pandeo local por flexión es de $12 t_f$ [Graham, et al., 1959], suponiendo que las líneas de cedencia desde el punto de aplicación de la fuerza concentrada se forman en cada dirección del ala a $6 t_f$. Para desarrollar el canto fijo consistente con las hipótesis de este modelo, se adiciona una distancia de $4 t_f$ para un total de $10 t_f$, tal como lo requiere la resistencia minorada a flexión dada por la fórmula (20-1). La ausencia de datos aplicables procedentes de investigaciones, ha obligado a introducir una reducción del cincuenta por ciento (50 %) para el caso en que la fuerza concentrada esté aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10 t_f$.

El criterio de la fórmula (20-1) fue desarrollado originalmente para conexiones de momento, pero también se aplica a las fuerzas concentradas individuales, tales como la tracción en los colgadores de plancha soldada en el ala inferior de una viga y transversal al alma de la viga.

C-20.3 CEDENCIA LOCAL DEL ALMA

El criterio de resistencia del alma ha sido establecido para limitar las tensiones en el alma del miembro al cual se le está transmitiendo la fuerza. Se ha discutido mucho sobre como se realiza esta transmisión, sin embargo Galambos [1976] y el AISC [1978] han establecido claramente los siguientes criterios: a) Para vigas, un gradiente de tensiones de 2:1 a través de las alas, b) Para columnas, un gradiente de tensiones de 2.5 : 1 a través de sus alas. En este Artículo se utiliza el gradiente de 2.5 : 1 para ambos casos. Este criterio se aplicará a las conexiones de momento y de aplastamiento.

C-20.4 APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

Las expresiones para el cálculo de la resistencia del alma al aplastamiento local bajo una carga concentrada difiere de las normas anteriores [IABSE, 1968; Bergfelt, 1971; Hoglund, 1971; y Elgaaly, 1983]. Las fórmulas (20-4) y (20-5) están basadas en la investigación de Roberts [1981]. El incremento en la fórmula (20-5b) para $d_R / d > 0.2$ se fundamenta en ensayos adicionales [Elgaaly, 1991] para representar mejor el efecto de grandes longitudes de aplastamiento en los apoyos de los miembros. Para eliminar los posibles beneficios de cualquier conexión o unión con accesorios de piso, todos los ensayos se realizaron sobre las vigas solas, por lo que se considera conservador el criterio usado para estas aplicaciones.

Las fórmulas de este Artículo fueron desarrolladas para conexiones de aplastamiento, pero también son aplicables a las conexiones de momento. Para la mayoría de las vigas laminadas con acero de $F_y \leq 3515 \text{ kgf/cm}^2$, el criterio de aplastamiento local del alma no controlará el diseño de las conexiones de momento.

Se ha observado que el fenómeno de aplastamiento local ocurre en el alma adyacente al ala cargada. Por este motivo se supone que se elimina este estado límite con el uso de la mitad de un rigidizador o rigidizadores o la mitad de un plancha adosada.

C-20.5 PANDEO LATERAL DEL ALMA

El criterio del pandeo lateral del alma fue desarrollado después de observar varias fallas inexplicables durante los ensayos de vigas [Summers y Yura, 1982]. En estos ensayos el ala comprimida estaba arriostrada en el punto de aplicación de la carga concentrada. El alma entraba en compresión y el ala en tracción pandeaba como se muestra en la Fig. C-20.1. El arriostrar ambas alas de las vigas es ahora una práctica sismorresistente usual.

No ocurrirá desplazamiento por pandeo del alma en los siguientes casos:

En las alas restringidas contra la rotación, cuando :

$$\frac{h/t_w}{L/b_f} > 2.3$$

En las alas no restringidas contra la rotación, cuando

$$\frac{h/t_w}{L/b_f} > 1.7$$

donde L es la distancia indicada en la Figura C-20.2

El pandeo lateral del alma también puede ser prevenido mediante el diseño apropiado del arriostramiento lateral o rigidizadores en el punto de carga. Se recomienda que el arriostramiento local en ambas alas sea diseñada para el uno por ciento (1 %) de la carga concentrada aplicada en este punto. Los rigidizadores deberán extenderse desde el punto de aplicación de la carga al menos 1.5 veces la altura de la viga. Adicionalmente, el par de rigidizadores se diseñarán para soportar la totalidad de la carga aplicada. Ni los rigidizadores ni las planchas adosadas serán efectivas si se permite la rotación del ala cargada.

Como las fórmulas de este Artículo fueron desarrolladas para conexiones de aplastamiento, no son aplicables a las conexiones de momento.

C-20.6 PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA

El alma de las columnas debe tener una relación ancho/espesor que evite su pandeo cuando se apliquen fuerzas de compresión en ambas alas, tal como ocurre por ejemplo en las conexiones de momento en ambas alas. La fórmula (20-8) verifica esta condición, y es aplicable a un par de conexiones de momento, y otros pares de fuerzas compresivas aplicadas en ambas alas de un miembro, cuando d_R / d es pequeña, es decir, $d_R / d < 1$. Cuando no se cumplan estas condiciones, el alma será diseñada como un miembro en compresión, según el Capítulo 15.

La fórmula (20-8) está concebida para miembros con condiciones de carga interior. En ausencia de investigaciones aplicables, se introduce un cincuenta por ciento (50 %) de reducción para los casos donde las fuerzas de compresión están muy cercanas al extremo del miembro.

La fórmula (20-8) ha sido tradicionalmente aplicada a conexiones de momento en una sola ala de la columna y las fuerzas de compresión es aplicada a una sola ala. En este caso el uso de la formula es conservadora.

C-20.7 CORTE EN EL PANEL DE CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Las tensiones de corte en el alma de la columna pueden ser de magnitudes muy grandes cuando los dos o más miembros que se conectan a ella permanecen en un plano común. Tales almas deberán reforzarse cuando las fuerzas mayoradas calculadas a lo largo del plano A-A, mostrado en la Figura C-20.3, superan la resistencia minorada del alma de la columna, ϕR_v . La demanda sobre el panel se calculará como

$$\Sigma F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (C-20.1)$$

donde

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$ = Suma de los momentos debido a las cargas laterales mayoradas M_{u1L} y los momentos debidos a las cargas gravitacionales mayoradas M_{u1G} del lado derecho de la conexión

$M_{u2} = M_{u2L} - M_{u2G}$ = Diferencia entre los momentos debidos a las cargas laterales mayoradas M_{u2L} y los momentos debidos a las cargas gravitacionales mayoradas M_{u2G} en el lado izquierdo de la conexión

d_{m1}, d_{m2} = Distancia entre las alas que resisten las fuerzas en la conexión

En las versiones precedentes el AISC, conservadoramente ha utilizado $d_m = 0.95 d$.

No será necesario reforzar la conexión cuando $\Sigma F_u \leq \phi R_v$, o cuando el espesor requerido por la demanda sea menor que el espesor del alma de la columna.

Consistente con el análisis de primer orden, las fórmulas (20-9) y (20-10) están limitadas al comportamiento elástico de la zona del panel. Estas conexiones poseen una gran capacidad de reserva más allá del inicio de la cedencia general por corte, pero la correspondiente deformación inelástica de la junta puede afectar adversamente la resistencia y la estabilidad del pórtico o del entrepiso [Fielding y Huang, 1971; Fielding y Chen, 1973]. La cedencia de la zona del panel afecta la rigidez de todo el pórtico, y por esto, la resistencia de agotamiento debida a los efectos de segundo orden pueden ser significativos. La interacción corte –fuerzas normales expresada por la fórmula (20-10), como se muestra en la Fig C-20-4, asegura el comportamiento elástico del panel.

Como se ha discutido en la Sección 11.3.3, en las conexiones dúctiles la deformación inelástica de la zona del panel y la resistencia adicional al corte inelástico se reconocen e introducen mediante el factor representado por la fórmula (C-20.2). Véase la Fig. C-20.5

$$\left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \quad (C-20.2)$$

C- 20.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA LOS RIGIDIZADORES REQUERIDOS POR FUERZAS CONCENTRADAS

A fin de hacer consistente las disposiciones de este Artículo con los requisitos sismorresistentes del resto de la Norma, se han omitido las referencias a los rigidizadores diagonales por las razones expuestas en C- 11.4.5.

En el caso de los rigidizadores entre las alas de las columnas, llamados también planchas de continuidad, controlan los requisitos de la Sección 11.2.5.

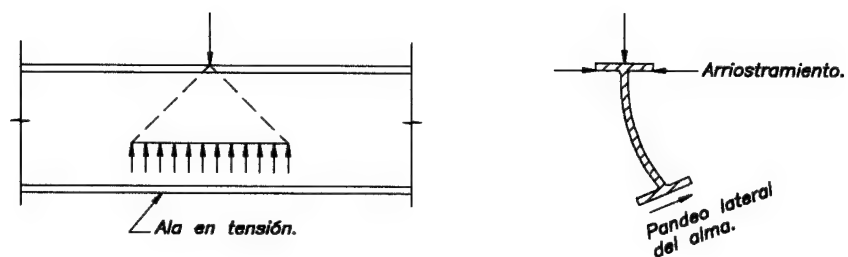


FIGURA C-20.1. Pandeo lateral del alma.

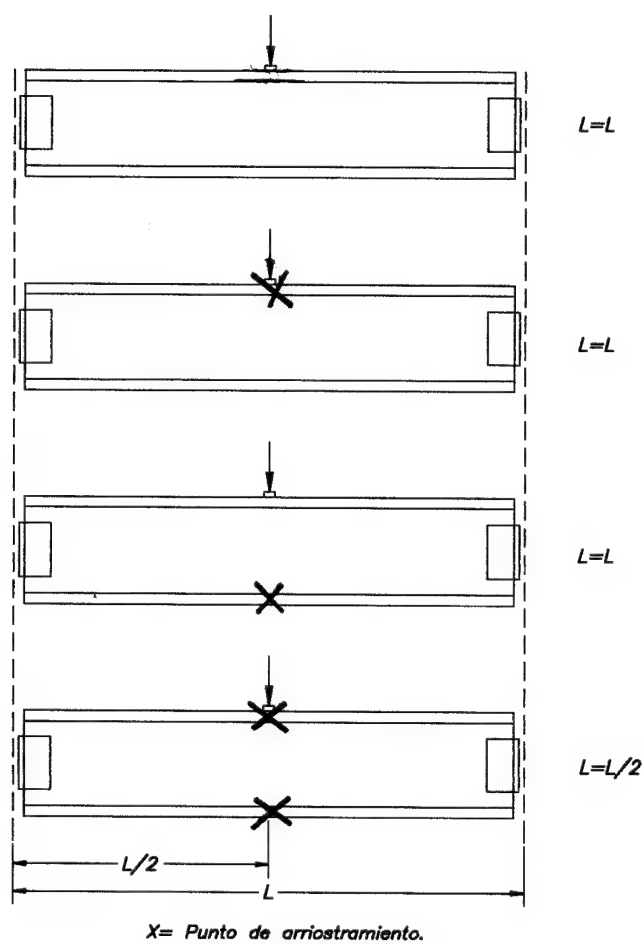


FIGURA C-20.2. Longitud no arriestrada de alas.

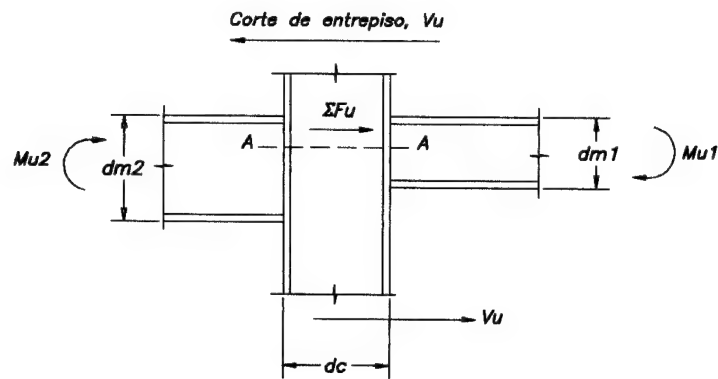


FIGURA C-20.3. Fuerzas en la zona de panel.

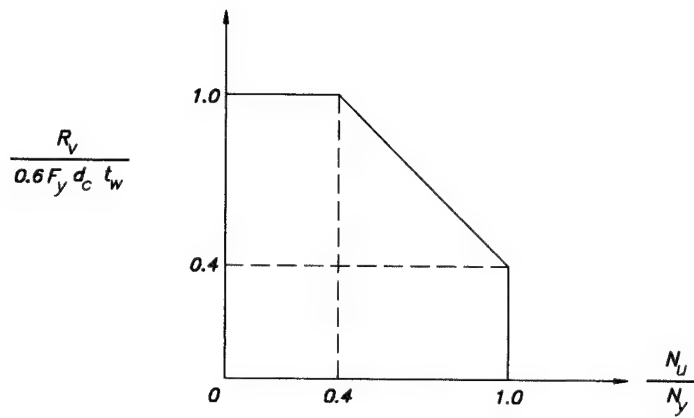


FIGURA C-20.4. Interacción elástica de corte y fuerza axial.

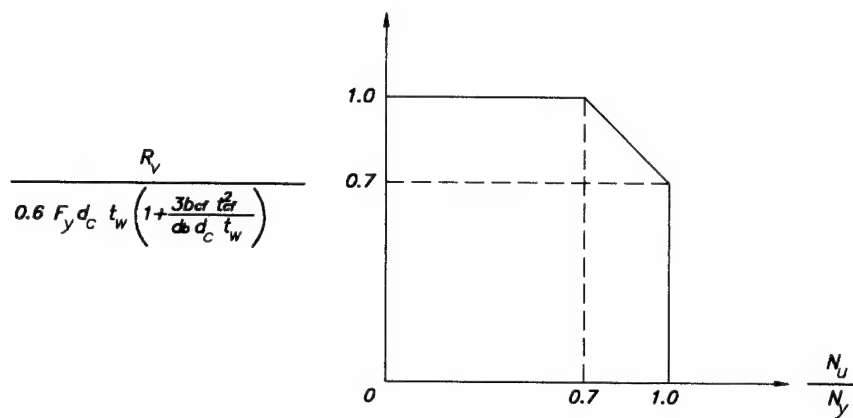


FIGURA C-20.5. Interacción inelástica de corte y fuerza axial.

PARTE C- 4 CONEXIONES, JUNTAS Y CONECTORES

CAPÍTULO C-21 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

C-21.7 EMPALMES

C-21.7.1 Empalmes de columnas

Los requisitos de esta Sección se aplicarán a los pórticos de configuraciones corriente. Será responsabilidad del ingeniero estructural determinar requisitos especiales para la resistencia y los detalles especiales en los empalmes de las columnas donde exista la posibilidad de una curvatura simple en edificios de varios entresijos y en las columnas de los edificios altos, que se caracterizan por grandes cambios en las dimensiones de las columnas en los empalmes.

Los empalmes de las columnas tendrán la resistencia adecuada para las solicitaciones normales, de flexión y corte que produzcan las combinaciones de solicitaciones usuales (10-1) a (10-7) y las especificadas en la Sección 10.3.1. Los empalmes soldados a tope en las columnas diseñados para las acciones del viento o del sismo, no necesitarán cumplir con la transición de espesores dados en la Sección 9.20 de la AWS D1.1 vigente, establecidos para cargas dinámicas de otra naturaleza.

La reconocida fragilidad de las soldaduras de penetración parcial en los empalmes de alas gruesas sometidas a cargas de tracción, obliga en el diseño sismorresistente a localizar los empalmes lejos de la conexión viga - columna para reducir los efectos de flexión además de incrementar la resistencia de la conexión del empalme [Popov y Steven, 1997; Bruneau et al., 1987].

El diseño de los empalmes deberá contemplar la posibilidad de desarrollar tensiones de tracción durante el sismo de diseño. Se sugiere por tanto suministrar restricción o control contra el movimiento relativo en el empalme, por ejemplo, colocando planchas de empalme en las alas y planchas de empalmes suficientemente anchas en ambos lados del alma de la columna para mantener el alineamiento. Las pruebas en mesas vibrantes han demostrado un tolerable desempeño de los pórticos de acero cuando algunas columnas se levantan y se asientan por sí mismas [Hucklebridge y Clough, 1977].

Aunque no se han reportados fallas en los empalmes de columnas durante la ocurrencia de terremotos, incluyendo el de Northridge, la gran concentración de tensiones especialmente en las soldaduras recomienda ser prudentes. El análisis inelástico de los pórticos resistentes a momentos muestra que se pueden esperar momentos de gran magnitud en cualquier punto a lo largo de toda la columna, contrariamente a lo que arroja un análisis elástico bajo cargas laterales, de momentos pequeños concentrados en la porción media de las columnas. También los empalmes de columnas en los pórticos con arriostramientos están sometidos a tracción debido a los efectos de volcamiento. Consecuentemente, en todos los sistemas estructurales se biselarán los empalmes soldados de ranura de penetración completa. La excepción al requisito de biselar la transición del empalme lo constituyen las soldaduras de ranura de penetración parcial que satisfagan los requisitos de la Sección 21.7.1a.

C-21.7.3 Empalmes en secciones pesadas

Los detalles y técnicas que funcionan bien en materiales de espesores modestos usualmente deben ser cambiados o suplementados por requisitos más exigentes cuando se sueldan materiales gruesos. Las disposiciones del *Structural Welding Code*, AWS D1.1 vigente, son requisitos mínimos que aplican en la mayoría de las situaciones estructurales; pero cuando se diseña y fabrica empalmes soldados de perfiles de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M y secciones compuestas con perfiles similares, se darán consideraciones especiales en todos los aspectos del detallado del empalme soldado. Se deberán especificar requisitos de tenacidad para los miembros traccionados.

El metal de soldadura solidificado pero todavía caliente se contrae significativamente cuando se enfría a temperatura ambiente. La retracción de las soldaduras de gran tamaño entre elementos impedidos de moverse para adecuarse a esta retracción, genera tensiones muy altas en el material adyacente a la soldadura y puede llevarlo a su punto de cedencia. En materiales gruesos, la retracción de la soldadura está restringida en tres direcciones: el espesor, el ancho y el largo, por lo que se desarrollan tensiones triaxiales que pueden inhibir la capacidad del acero a deformarse dúctilmente. Todas estas condiciones incrementan la posibilidad de una fractura frágil.

Para evitar el peligro potencial que representan las tensiones de retracción en la soldadura de los empalmes de perfiles laminados de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M o secciones compuestas pesadas, se podrán usar empalmes empernados o empalmes solapados con soldadura de filete o empalmes que combinen detalles soldados y empernados, como los que se muestran en la Figura C-21.1.

Se requerirán dimensiones generosas en los agujeros de acceso a la soldadura, de manera de incrementar el alivio de las tensiones concentradas por la retracción de la soldadura, evitar el cruce de soldadura en direcciones ortogonales, y tener el espacio suficiente para poder realizar trabajos de gran calidad en la preparación de agujeros, soldadura y fácil inspección. Véase la Fig. C-21.2.

Se requiere de precalentamiento en los cortes con soplete para minimizar la formación de capas de superficie dura.

Para eliminar las capas endurecidas de las superficies y asegurar una transición suave libre de entalladuras o grietas, se pulirán a metal brillante y se inspeccionarán con el método de partículas magnéticas o de líquidos penetrantes.

También merecen especial cuidado el diseño y la fabricación de los empalmes a tracción de los cordones de las celosías y las alas traccionadas de los miembros flexionados.

C-21.8 PLANCHAS DE RELLENO

En la conexión diseñada como del tipo de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia no se usará la práctica de asegurar las planchas de relleno mediante conectores adicionales a fin de que realmente sean parte integral del elemento conectado por corte. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre las planchas de relleno y cualquiera de las partes conectadas es comparable a la

que habría entre ellas si no colocara ningún relleno. En la Fig. C-21.3 se ilustra el uso de las planchas de relleno.

Las planchas de relleno podrán ser utilizadas en las juntas solapadas soldadas que empalman partes de diferente espesor, o donde se requieran para alinear una junta.

C-21.10 DISPOSICIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS

Tradicionalmente se han ignorado las pequeñas excentricidades existentes entre las directrices de los miembros constituidos por uno o dos ángulos y el baricentro de los pernos que los conectan, ya que éstas tienen un efecto despreciable en la resistencia de tales miembros. Los ensayos de laboratorio han demostrado que una práctica similar es válida para miembros soldados en estructuras cargadas estáticamente [Gibson and Wake, 1942].

Sin embargo, también se ha demostrado la corta vida a fatiga de las conexiones de ángulos soldados solicitados excéntricamente [Kloppel y Seeger, 1964]. Las entalladuras en las raíces de los filetes de soldadura son perjudiciales cuando las tensiones de tracción alternantes son normales al eje de la soldadura, como puede ocurrir en ángulos en flexión cuando la carga normal es cíclica y la soldadura en los extremos del angular no está balanceada alrededor del eje neutro Véase la Figura C-21.4.

C-21.11 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS

En las conexiones tipo aplastamiento los pernos no compartirán la carga con los conectores mecánicos. Antes de que se alcance la carga de agotamiento, los conectores deslizarán y la soldadura resistirá una gran parte indeterminada de la carga. En consecuencia, no se recomienda compartir la carga entre soldaduras y pernos A307 o pernos de alta resistencia en conexiones tipo aplastamiento.

Donde esté permitido el uso de pernos de alta resistencia y soldadura para compartir las cargas, los pernos se tensionarán a su capacidad total antes de soldar. Si la soldadura se coloca primero, la distorsión angular generada por el calor de la misma puede impedir la acción de ajuste requerida para desarrollar la fuerza de deslizamiento crítico. Cuando se tensionan totalmente los pernos antes de soldar, se puede suponer que los pernos de deslizamiento crítico y la soldadura compartirán la carga en un plano común de corte [Kulak, et al., 1987]. El calor de la soldadura cerca de los pernos no alterará las propiedades mecánicas de los pernos.

Cuando se hagan alteraciones a las estructuras existentes, se puede suponer que ya ha tenido lugar cualquier deslizamiento parecido al que ocurre en las conexiones con pernos de alta resistencia en conexiones de aplastamiento o conexiones remachadas. En los casos permitidos, la soldadura resistirá todas las tensiones distintas a aquellas producidas por la carga permanente presente en el momento de hacer la alteración.

Las combinaciones de conectores contempladas en este Artículo, no se refieren a conexiones tales como las planchas de corte soldadas a la columna y empernadas al ala o el alma de la viga [Kulak, et al., 1987] y otras conexiones comparables.

C-21.12 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA COMBINADOS CON REMACHES

La ductilidad de los remaches permite la suma de la resistencia de ambos tipos de conectores.

C- 21.14 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS

Los ensayos sobre vigas con cortes o destajes mostraron que puede ocurrir un modo de falla por desgarramiento (ruptura) a lo largo del perímetro de los agujeros de los pernos [Birkemoe y Gilmor, 1978], como se muestra en la Fig. C-21.5. Este modo de falla por bloque de corte combina la resistencia a tracción en un plano y la resistencia a corte en el plano perpendicular. La ruta de falla está definida por los centros de los agujeros de los pernos. La falla por bloque de corte no está limitada a los extremos destajados de las vigas, como se ilustra en las Figs. C-21.5 y C-21.6.

El modo de falla por bloque de corte también deberá ser verificado alrededor de la periferia de conexiones soldadas. En las conexiones soldadas el bloque de corte se determina usando un factor de minoración de la resistencia teórica de 0.75 en conjunción con el área de ambos planos de fractura y cedencia [Yura, 1988].

La Norma AISC - LRFD ha adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia por bloque de corte. Como los ensayos han sugerido que es razonable añadir a la resistencia cedente de un plano la resistencia de ruptura del plano perpendicular, se evaluarán dos posibles resistencias del bloque de corte [Ricles y Yura, 1983; y Hardash y Bjorhovde, 1985]; la resistencia de ruptura F_u en la sección neta a tracción con el corte cedente $0.60 F_y$ en la sección total en el plano(s) de corte, o la rotura) y $0.6 F_u$ en el área (s) neta de corte combinada con la cedencia F_y en la sección total a tracción. Esta es la base de las fórmulas (21-3).

Estas fórmulas son consistentes con la filosofía del Capítulo 14 para miembros en tracción, donde se utiliza el área total para el estado límite de cedencia y el área neta para la rotura. La fórmula apropiada a utilizar será aquella que suministre el mayor término de ruptura, y como se muestra en la Fig. C-21.6, es dependiente de la geometría de la conexión. En el caso (a), la fuerza total es resistida principalmente por corte, corte de rotura, no corte cedente, y controlará el modo de bloque de falla por desgarramiento según la fórmula (21-3a). En el caso (b), el bloque de corte no ocurrirá hasta tanto el área traccionada se rompa, como lo predice fórmula (21-3b). Cuando se usa la fórmula (21-3a) en conexiones con una pequeña área de ruptura por corte y una gran área cedente en tracción (caso b), resultará una carga pequeña. De hecho, como el área de corte se va haciendo más pequeña, hasta aproximarse a cero, el uso de la formula (21-3a) para este caso dará una resistencia al bloque de corte basada totalmente en la cedencia del área total en tracción, y el fenómeno del bloque de corte es un

fenómeno de ruptura o desgarramiento y no un estado límite de cedencia, por esto debe usarse la fórmula apropiada.

De conformidad con la Fig. C-21.7, las variables en las fórmulas tiene el siguiente significado:

A_{nt} = Área neta en tracción = $t (b - n_t d_a)$.

A_{nv} = Área neta en corte = $t (b - n_c d_a)$.

A_t = Área total en tracción = $s t$.

A_v = Área total de corte = $b t$.

d_a = $d_h + 2 \text{ mm} = d + 3 \text{ mm}$, según se use el diámetro del agujero, d_h , o el diámetro nominal del perno, d .

n_c = Número de agujeros en el plano de corte.

n_t = Número de agujeros en el plano de tracción.

t = Espesor del material conectado.

s = Ancho de la zona en estudio.

Como la fractura por bloque de corte se produce en el eje de los pernos o conectores, en la Fig. C-21.7, el número de agujeros en el plano de corte, n_c , es de 2.5 agujeros. Y el número de agujeros en el plano de tracción, n_t , es de 0.5 agujeros.

C-21.15 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

C-21.15.1 Resistencia de los elementos de conexión traccionados

Los ensayos han demostrado que cuando $A_n / A \leq 0.85$, la cedencia ocurrirá en el área de la sección total antes de que se alcance la capacidad de tracción de la sección neta [Kulak et al., 1987]. La deformación inelástica de la sección total es limitada porque la longitud de los elementos de conexión es pequeña comparada con la longitud del miembro. Entonces, en reconocimiento de la deformación inelástica y para suministrar una reserva de capacidad, el área neta efectiva A_n de los elementos conectantes está limitada a $0.85A$.

C-21.16 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

C-21.16.1 Resistencia al aplastamiento en el área de contacto

El término *superficie precisamente plana*, tal como se emplea en esta Norma, se utiliza para designar superficies que han sido aserradas o acabadas con precisión por medios adecuados hasta obtener un plano verdadero.

Esta Sección sigue la misma filosofía que las normas AISC- ASD anteriores. En general, el diseño está controlado por el estado límite de deformación bajo cargas de servicio que resulta en tensiones nominales del orden de $0.9 F_y$. Como las deformaciones se incrementan se ha incorporado un adecuado margen de seguridad contra la resistencia postcedente. Este comportamiento ha sido confirmado en ensayos en conexiones con pasadores [Johnston, 1939] y balancines [Wilson, 1934].

C- 21.16.2 Aplastamiento en apoyos de concreto

Las fórmulas de la resistencia del concreto al aplastamiento son básicamente las mismas del Artículo 10.17 de la Norma ACI 318-95, excepto los factores de minoración de la resistencia teórica. En esta Norma se usa un factor de $\phi = 0.60$ mientras que el ACI usa $\phi = 0.70$. La razón es que el ACI especifica factores de mayoración de solicitaciones mayores que las del ASCE adoptadas por el AISC.

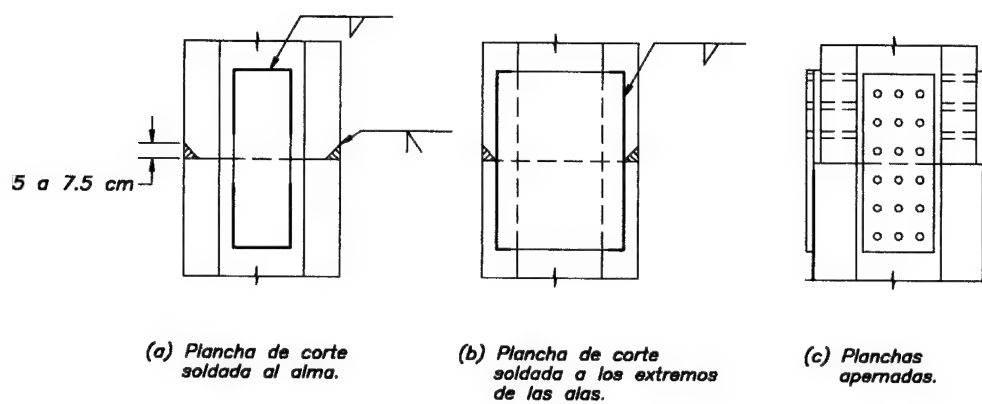


FIGURA C-21.1. Detalles de empalme que inimizan la tracción inducida por la retracción de la soldadura.

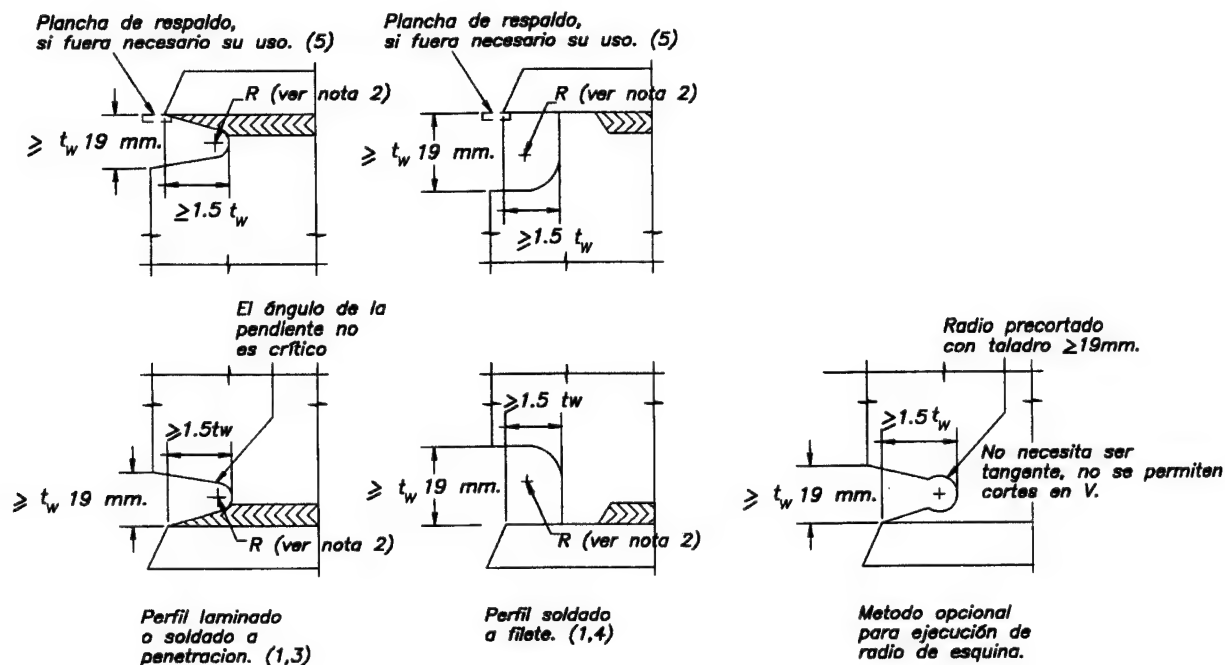


FIGURA C-21.2 DETALLES DE CORTES Y AGUJEROS DE ACCESOS

Notas:

1. En los perfiles de los Grupos 4 y 5 de la norma ASTM A6/A6M y perfiles compuestos con planchas de más de 50 mm de espesor, se precalentarán a 65° C previo al corte con soplete. Previo a la ejecución de las soldaduras de ranura en los empalmes del alma y las alas se pulirá e inspeccionarán los bordes de los agujeros de acceso usando métodos no destructivos, tales como partículas magnéticas y líquidos penetrantes.
2. El radio deberá suministrar una transición libre de entalladuras; $R \geq 10$ mm si bien el valor típico es de 13 mm.
3. Agujeros de acceso ejecutados después de soldar el alma a las alas.
4. Agujero de acceso ejecutado previamente a la soldadura del alma y las alas.
5. Detalles típicos para juntas soldadas con pletinas de respaldo. Alternativamente pueden considerarse otros diseños de juntas.

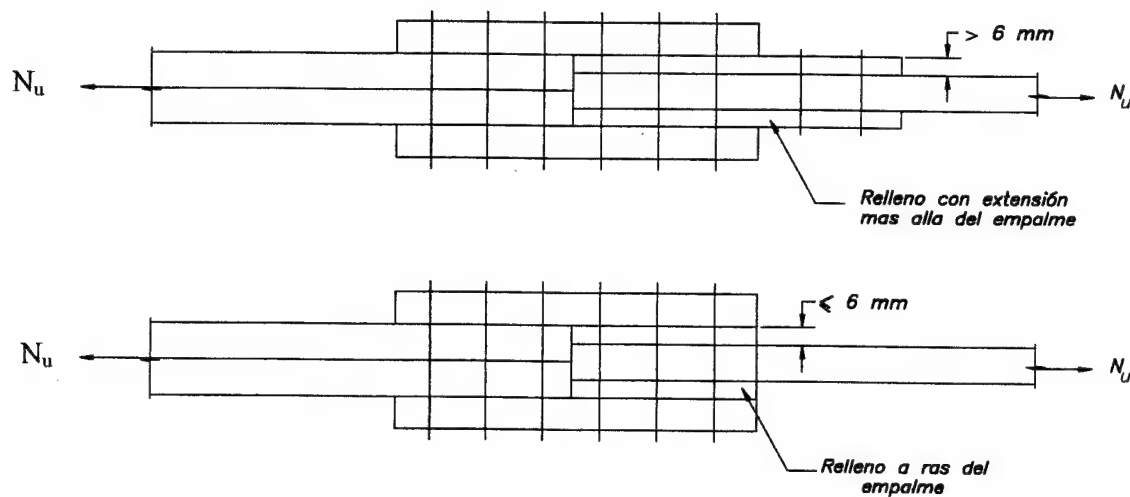


FIGURA C-21.3 EJEMPLO DEL USO DE LAS PLANCHAS DE RELLENO

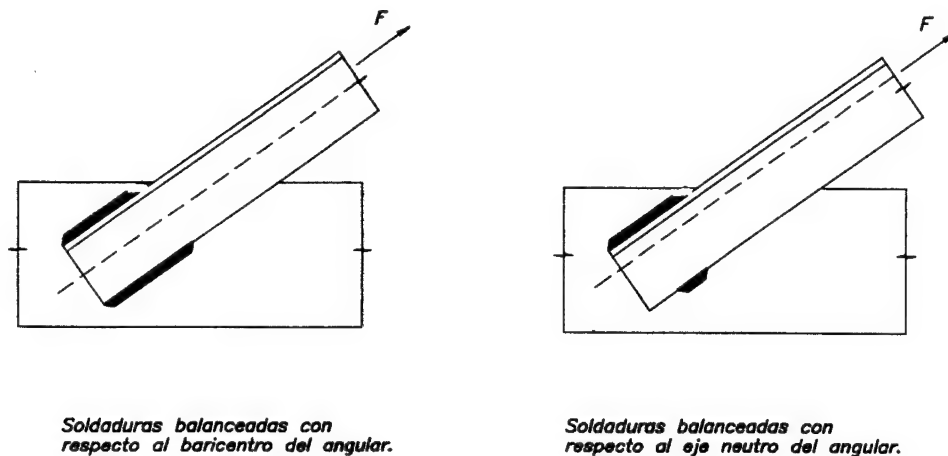


FIGURA C-21.4 SOLDADURAS BALANCEADAS

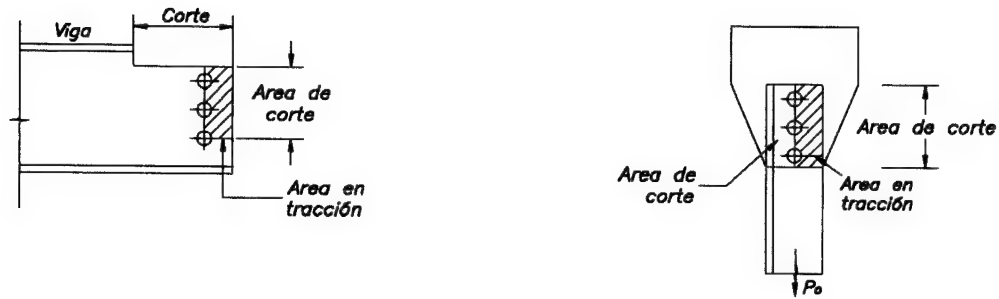


FIGURA C-21.5. Ejemplos de falla por ruptura en el bloque de corte (zona sombreada).

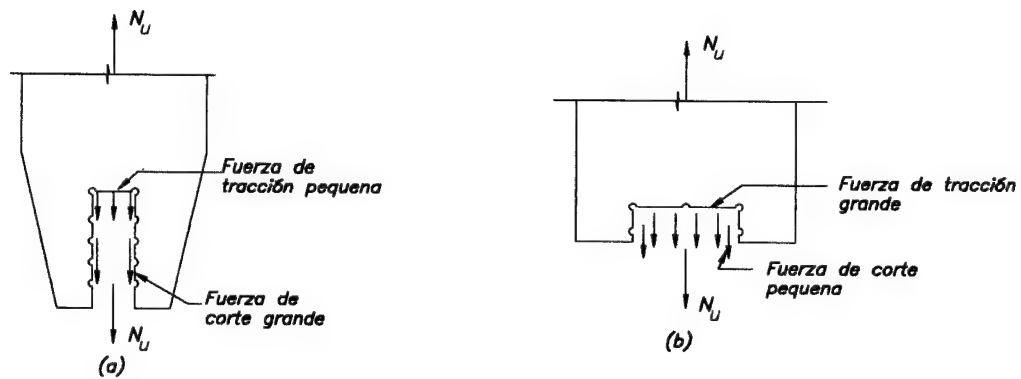


FIGURA C-21.6. Mecanismo de ruptura por bloque de corte.

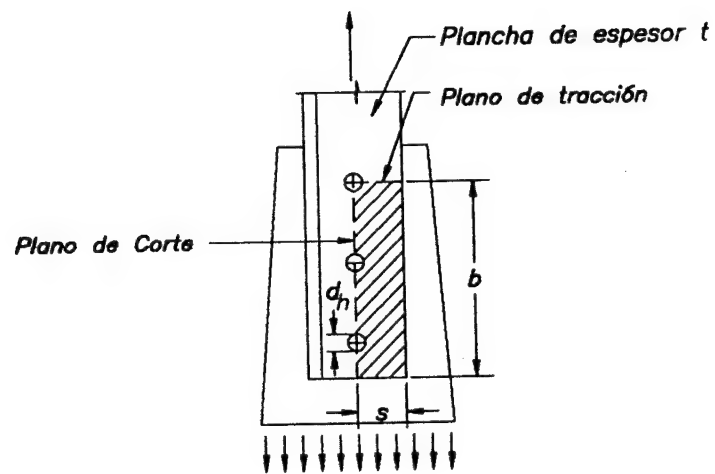


FIGURA C-21.7. Definición de variables para el cálculo del bloque de corte.

CAPÍTULO C-22 PERNOS Y PARTES ROSCADAS

C-22.1 ALCANCE

El presente Capítulo ha sido actualizado con el Suplemento No. 1 del AISC –LRFD [AISC, 1998], la propuesta de actualización del AISC-LRFD de 1999, las Normas sismorresistentes del AISC [AISC, 1997] y la Especificación para el Diseño por el Método de los Estados Límites de las Juntas Estructurales con Pernos ASTM A325 o A490 aprobada por el *Research Council on Structural Connections* en 1994 [RCSC, 1994].

Las Tablas de este Capítulo contienen la información tanto para pernos fabricados en pulgadas como para los fabricados en unidades milimétricas, conforme a las normas internacionales ASTM, ISO, AISC y Eurocódigos.. Como puede observarse en las Tablas, la decisión de utilizar uno u otro tipo de perno, afecta significativamente el detallado, la procura, la fabricación y el montaje, por lo que el ingeniero estructural conjuntamente con los demás agentes involucrados en el proyecto deberá tomar la decisión y consignarla en la documentación del proyecto, según se establece en el Capítulo 6. En las Tablas y documentos del proyecto se identifican los perno fabricado en unidades milimétricas con la letra M.

Cuando ocasionalmente sea necesario usar pernos de alta resistencia cuyos diámetros y longitud exceda los disponibles en pernos A325/A325M y A490/A490M, se aplicarán las disposiciones del Artículo 5.7, referente al uso de pernos A449 y barras roscadas A354.

Las conexiones que transmiten carga mediante fuerzas cortantes en el plano de la conexión se tipifican como “conexiones por deslizamiento crítico” y “conexiones por aplastamiento”. El primer tipo depende de una fuerza de apriete lo suficientemente grande como para evitar el deslizamiento de las partes conectadas, y el segundo tipo del contacto de los pernos con la superficie de sus agujeros para transferir la carga entre las partes conectadas. Véase la Fig. C-22.1.

La magnitud de la fuerza de apriete de los pernos A307, es impredecible y generalmente insuficiente para evitar el deslizamiento total cuando se alcanzan las cargas de diseño. Por lo tanto las conexiones efectuadas con pernos A307 sometidas a corte son tratadas como conexiones por aplastamiento.

La eficiencia de los conectores roscados para resistir fuerza cortante en las conexiones por aplastamiento disminuye cuando el roscado se extiende dentro del plano de corte entre las partes conectadas. En el caso de los pernos de alta resistencia y partes roscadas se especifican dos valores para la tensión cortante nominal : uno cuando el roscado está excluido del plano de corte y otro cuando está incluido. En vista de que no se acostumbra a controlar este detalle en el caso de los pernos A307, se supone que el roscado puede extenderse dentro del plano de corte y que la tensión cortante teórica, aplicable al área total, se ha reducido para tener en cuenta esta posibilidad, de acuerdo con la nota al pie de la Tabla 22.6.

C-22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS

Constituyen ejemplos de estados límites de falla no dúctil en las conexiones empernadas, las fracturas por tracción o corte, el corte de pernos y las rupturas por bloque de corte. Este tipo de falla es inaceptable en las conexiones de los sistemas resistentes a sismos, por lo que deberán configurarse para que su resistencia teórica esté controlada por un estado límite dúctil en el miembro o en la conexión, tal como la cedencia o la deformación por aplastamiento.

Es inevitable que bajo movimientos sísmicos severos algunas conexiones resistentes al deslizamiento fallen, esto es, que deslicen. Por este motivo, y para minimizar los daños bajos sismos moderados, las juntas empernadas se diseñarán para desarrollar su resistencia como juntas del tipo aplastamiento con pernos totalmente apretados a la vez que las superficies deberán prepararse para ofrecer un coeficiente mínimo al deslizamiento de $\mu = 0.33$.

Para prevenir la deformación excesiva en las juntas empernadas, se ha limitado la resistencia teórica al aplastamiento mediante un factor de minoración $\phi = 0.75$. La Norma AISC limita las deformaciones por aplastamiento a un máximo de 6 mm, si bien se reconoce que durante un evento sísmico las fuerzas de aplastamiento pueden exceder las fuerzas de aplastamiento de diseño y las deformaciones en los agujeros exceder este límite teórico, minimizará los daños en movimientos sísmicos moderados.

C-22.3 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS

Sujeto a la aprobación del ingeniero estructural, se permiten el uso de agujeros agrandados, y de ranura, corta o larga, para permitir mayor libertad en el aplomado de los pórticos durante su montaje. Las dimensiones nominales de estos agujeros se dan en la Tabla 22.2 y en la Fig. C-22.2.

El uso de los agujeros diferentes a los estándar está restringido a conexiones ensambladas con pernos y sometidas a los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5.

C-22.4 SEPARACIÓN ENTRE LOS CENTROS DE LOS AGUJEROS

C-22.4.1 Separación mínima

La resistencia teórica al aplastamiento se fundamenta en que la distancia entre el centro del primer perno y el borde de la plancha en dirección de la fuerza no sea menor que 1.5 el diámetro nominal del perno, d [Kulak et al., 1987]. Para asegurar la máxima resistencia al aplastamiento y por un razonamiento similar, la distancia medida sobre la línea de la fuerza, desde el centro de cualquier perno al borde más cercano al agujero, no será menor de $3d$. Los numerosos resultados experimentales indican que la resistencia crítica al aplastamiento es directamente proporcional a las distancias definidas previamente, hasta un máximo de $3d$, por encima de la cual no se consigue una resistencia adicional al aplastamiento [Kulak et al., 1987]. En las Tablas 22.4 y 22.5 se especifican los incrementos s_1 y s_2 en la separación a considerar para compensar el incremento de las dimensiones de los agujeros según la dirección de la línea de fuerza respecto al eje del agujero.

C-22.4.2 Separación máxima

Véase el comentario C-22.5.2.

C-22.5 DISTANCIAS A LOS BORDES**C-22.5.1 Distancias mínimas**

La tensión crítica de aplastamiento es una función de la resistencia a tracción del material, la separación entre los pernos y la distancia de éstos a los bordes. Los ensayos han demostrado la relación lineal descrita por la fórmula (C-22.1) [Kulak et al., 1987]. Ella constituye un buen límite inferior a los datos publicados para conexiones de un solo perno con agujeros estándar, y es conservadora para conexiones de múltiples pernos adecuadamente espaciados:

$$\frac{F_{per}}{F_u} = \frac{L_e}{d} \quad (C-22.1)$$

donde

F_{per} = Tensión crítica de aplastamiento.

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada para el acero del material conectado.

L_e = Distancia medida a lo largo de la línea de acción de la fuerza, desde el centro de un agujero al borde más cercano de un perno adyacente o al borde libre de una parte conectada (en la dirección de las tensiones).

d = Diámetro nominal del perno.

En la edición de 1994, el Research Council on Structural Connections [RCSC, 1994] formuló la resistencia al aplastamiento en función de la distancia libre entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o al borde del material, L_c , en lugar de la tradicional distancia tomada desde el centro de los agujeros, L_e . Véanse la Figura C-22.3. Sin embargo se ha considerado conveniente durante la transición entre normas, mantener la Tabla 22.3 en términos de L_e . Usando el diámetro del agujero, d_a , y la distancia centro a centro entre los mismo, s , la relación entre las distancias L_c y L_e , puede escribirse en los siguientes términos:

Para pernos interiores: $L_c = s - d_a$

Para pernos externos: $L_c = L_e - 0.5 d_a$

El Artículo 22.9 establece un máximo a la tensión de aplastamiento. El espaciado y/o la distancia al borde puede ser incrementada para suministrar la resistencia al aplastamiento, o bien para reducir la demanda por aplastamiento en la conexión porque es necesario mantener una determinada limitación de separación y/o distancia al borde.

Desde hace mucho tiempo se sabe que la tensión de aplastamiento en un solo perno es más dependiente de la distancia dada al borde que en una conexión con muchos pernos [Jones, 1940]. Por esta razón, las conexiones con un solo perno requieren una mayor distancia al borde, en la dirección de la fuerza transmitida, que las conexiones que tienen dos o más pernos.

La distancia mínima transversal en dirección de la carga se debe fundamentalmente a tolerancias de fabricación y montaje, y tiene muy pequeño o casi ninguna influencia en la resistencia del miembro.

C-22.5.2 Distancias máximas

La disposición que limita la distancia al borde a 12 veces el espesor de la parte conectada expuesta, pero no mayor de 150 mm, está orientada a prevenir los problemas que la humedad puede causar en una eventual falla del sistema de protección. La corrosión que pueda acumularse entre las partes conectadas puede forzarlas a separarse. Se establecen limitaciones más restrictivas para las partes conectadas no pintadas de aceros resistentes a la corrosión expuestas a la corrosión atmosférica.

C-22.8 GROSORES DE PRENSADO GRANDES

Los requisitos que establecen una disminución en las tensiones calculadas para pernos A307 que tengan un grosor de prensado grande, incrementando arbitrariamente su número en una cantidad proporcional al grosor de prensado, no se aplicarán a los pernos de alta resistencia. Los ensayos han demostrado que la resistencia de agotamiento a fuerza cortante en los pernos de alta resistencia con un grosor de prensado 8 o 9 veces su diámetro, no es menor que la de los pernos similares con grosores de prensado mucho más pequeños [Bendigo et al., 1963].

C-22.9 DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

C-22.9.1 Resistencia a la tracción y al corte

Toda tensión de tracción adicional en un perno, resultante de la acción de apalancamiento que se produce por la distorsión de los elementos de la conexión, tal como se muestra en la Fig. C-22.4, debe agregarse a la calculada directamente con la tracción aplicada por las cargas externas cuando los pernos se dimensionan con los valores de la Tabla 22.6. Dependiendo de la rigidez relativa entre los pernos y el material de conexión, esta acción de apalancamiento puede ser despreciable o puede constituir una parte substancial de la tracción total en los pernos.

La carga de tracción de los pernos es usualmente acompañada por alguna flexión debido a la deformación de las partes conectadas. El factor de minoración de la resistencia por el cual se multiplica la resistencia teórica R_t para obtener la capacidad de los conectores, es relativamente baja. Los valores de la resistencia teórica a tracción de la Tabla 22.6 fue obtenida con la fórmula

$$R_t = 0.75 A_b F_u \quad (C-22.2)$$

Para una mayor comodidad en el dimensionamiento de conexiones con pernos y partes roscadas, las tensiones de la Tabla 22.6 se refieren a los valores aplicables al área nominal del cuerpo, es decir, al área del vástago sin roscar.

La fórmula (C-22.2) fue desarrollada para conexiones empernadas y ha sido conservadoramente aplicada a partes roscadas y remaches [Kulak et al., 1987]. La resistencia teórica de los pernos A 307 fue rebajada en 350 kgf/cm^2 .

En conexiones con pocos pernos, el efecto de las deformaciones sobre el corte en los pernos en aplastamiento es despreciable [Kulak et al., 1987; Fischer et al., 1978]. En conexiones largas, las deformaciones diferenciales que se producen por la distribución desigual entre los conectores (aquellos cerca del borde toman una parte desproporcionada de la carga total) explica el que la máxima resistencia por conector sea reducida. La Norma AISC - ASD permite conexiones de hasta 1270 mm de longitud sin reducir las máximas tensiones de corte. Con este antecedente, se ha seleccionado el factor de minoración de la resistencia teórica a corte en conexiones de tipo aplastamiento para acomodarse al mismo rango longitud de conexiones.

La resistencia teórica a corte de la Tabla 22.6 fue obtenida con la fórmula (C-22.3) para el caso de roscas están excluidas del plano de corte, y la fórmula (C-22.4) cuando la rosca está incluida en el plano de corte:

$$R_t / m A_b = 0.50 F_u \quad (\text{C-22.3})$$

$$R_t / m A_b = 0.40 F_u \quad (\text{C-22.4})$$

m es el número de planos de corte [Kulak et al., 1987]. Estas fórmulas son también aplicables, conservadoramente, para partes roscadas.

Los valores dados para los pernos A307 se obtuvieron con la fórmula (C-22.4), para todos los casos sin considerar la posición de las roscas. Para los pernos A 325 no se hace distinción entre los tamaños de los diámetros, aunque F_u es menor para los pernos mayores de 25 mm (1 plg.). Se consideró que para efectos de diseño no se justificaba tal refinamiento, particularmente porque el factor de minoración de la resistencia teórica es bajo y que por otro lado, existen otros factores compensatorios como por ejemplo, la relación entre el área traccionada y el área total.

Las conexiones clasificadas como de deslizamiento crítico incluye a aquellos caso en donde el deslizamiento puede exceder la cantidad estimada por la publicación *Engineer of Record* que afecta las condiciones de servicio de la estructura, por exceso de distorsión o reducción de su resistencia y estabilidad, aún cuando la resistencia teórica de la conexión pueda ser adecuada. También incluye aquellos casos donde deban prevenirse el deslizamiento de cualquier magnitud, como por ejemplo, en las juntas sometidas a fatiga, los conectores entre los miembros de las secciones compuestas (Artículos 14.5 y 15.8), y en los pernos que comparten las cargas con las soldaduras.

El deslizamiento en una conexión con pernos de alta resistencia no indica que se ha alcanzado la capacidad máxima de la conexión. Esto ocurre solamente en el estado límite de servicio. En el caso de

pernos en agujeros con pequeñas tolerancias, como los agujeros estándar y los agujeros de ranura cargados transversalmente a su eje, generalmente no existe la libertad de deslizamiento porque uno o más pernos están en aplastamiento uniforme antes de que la carga sea aplicada debido a las tolerancias normales de fabricación y los procedimientos de montaje. Por esto, la consecuencias de un deslizamiento, si puede ocurrir, es una excepción trivial para pocas situaciones como se ha comentado antes.

El deslizamiento en las conexiones de deslizamiento crítico probablemente ocurre entre 1.4 y 1.5 veces las cargas de servicio, por lo que la capacidad teórica y su correspondiente factor de minoración se han ajustado correspondientemente.

En las conexiones con ranuras largas orientadas paralelamente a la dirección de la carga aplicada, el deslizamiento que puede ocurrir antes de que se aplique la carga puede llegar a ser lo suficientemente grande como para invalidar la hipótesis de la geometría no deformada de la estructura. Para prevenir que esto ocurra, la resistencia al deslizamiento se ha reducido por el factor 0.85 cuando se diseña para el estado límite de servicio y de 0.60 cuando se diseña para el estado límite de agotamiento resistente.

La probabilidad de que una conexión de deslizamiento crítico deslice transformándose en una conexión de aplastamiento bajo condiciones de servicio es pequeña, sin embargo para prevenir la falla de la conexión bajo la máxima solicitación, tales conexiones deberán cumplir con los requisitos de la Sección 22.9.1.

C-22.9.2 Resistencia al aplastamiento

Se llama la atención al hecho de que las tensiones de aplastamiento de los pasadores no es la misma que la de los pernos.

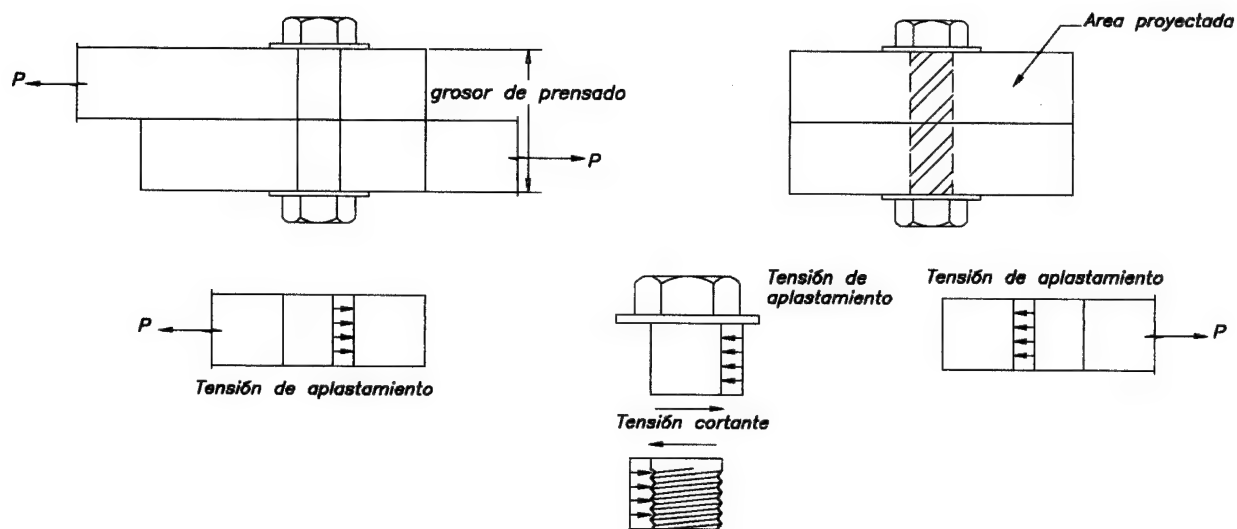
Los valores de aplastamiento se especifican como un índice de la eficiencia de las secciones y no como una protección al perno ya que éste no la necesita. Estos valores también son válidos para juntas ensambladas con pernos, independientemente de la resistencia al corte del perno o de la presencia o la ausencia de roscas en el área de aplastamiento. Además en los ensayos no se ha observado ninguna diferencia entre el aplastamiento en corte sencillo y doble.

Los ensayos [Frank y Yura, 1980] han demostrado que se empieza a desarrollar una ovalización del agujero cuando las tensiones de aplastamiento se incrementen por encima de los valores dados por las fórmulas (22-2) a (22-4), especialmente si están combinadas con grandes tensiones en la sección neta, aún cuando no ocurra la ruptura. Con las fórmulas (22-2 y 22-3) se controla el efecto de ovalización de los agujeros (deformaciones mayores de 6 mm).

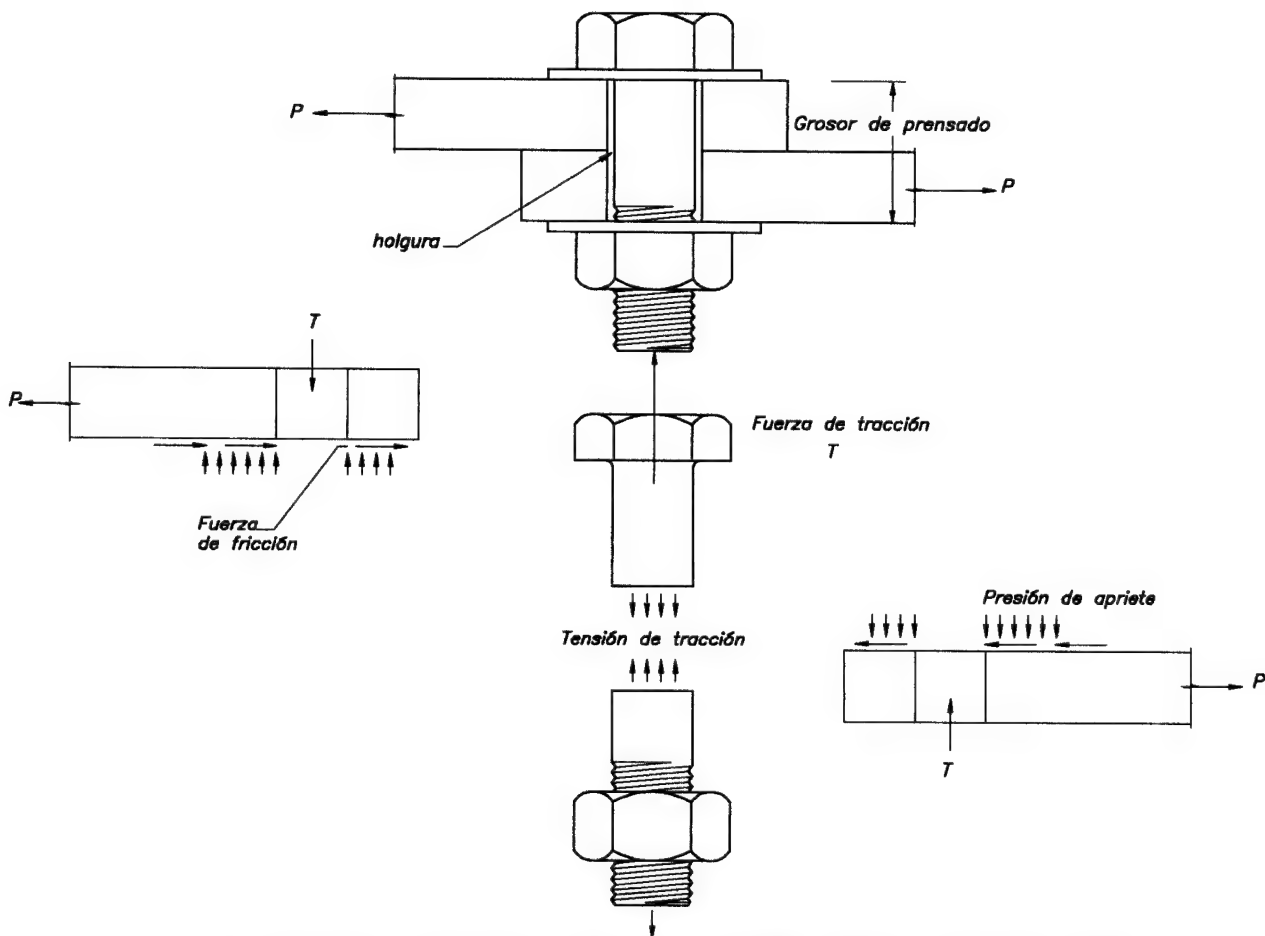
C-22.9.3 Resistencia al corte y tracción combinadas

Los ensayos demuestran que la resistencia de los pernos en conexiones de tipo aplastamiento sometidos a la acción combinada de fuerzas cortantes y tracciones resultantes de fuerzas aplicadas externamente pueden definirse con buena aproximación por medio de una elipse o con tres rectas, como se muestra en la Figura C-22.5 [Kulak et al., 1987].

La representación mediante tres líneas rectas es la de aplicación más simple en la mayoría de los casos, porque entonces no se necesita modificar la tensión recomendada, sea fuerza cortante o tracción, cuando éstas actúan simultáneamente con elevadas tracciones o fuerzas cortantes respectivamente.

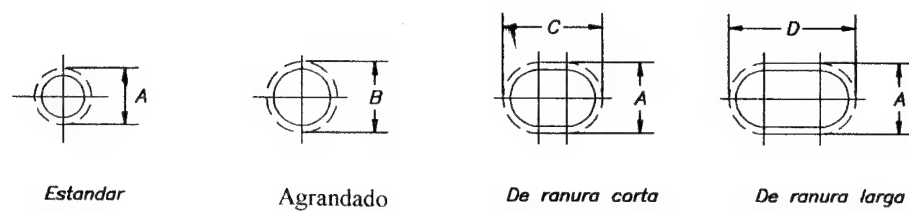


b) Mecanismo de transferencia de fuerzas en una conexión del tipo de aplastamiento.

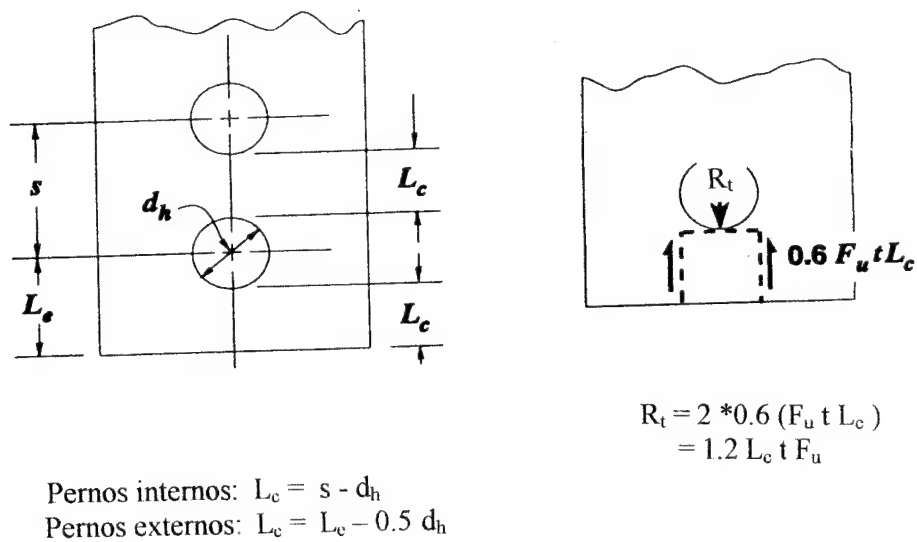


b) Mecanismo de transferencia de fuerzas en una conexión del tipo de deslizamiento crítico.

FIGURA C-22.1. Aspectos referentes a las conexiones con remaches y pernos.

**FIGURA C-22.2** TIPOS DE AGUJEROS PARA PERNOS

La línea punteada indica las dimensiones para el cálculo de área neta.

**FIGURA C-22.3** RESISTENCIA TEÓRICA AL APLASTAMIENTO

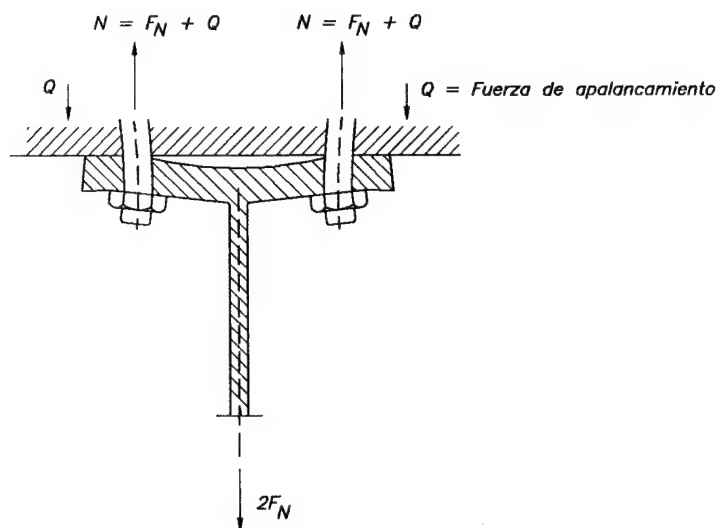


FIGURA C-22.4. Efecto de apalancamiento.

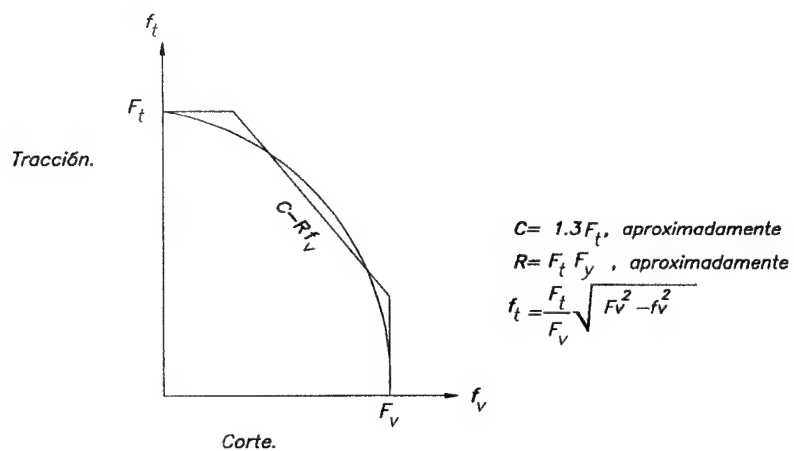


FIGURA C-22.5. Capacidad resistente de pernos solicitados simultáneamente por corte y tracción.

CAPÍTULO C-23 SOLDADURAS

C-23.1 ALCANCE

El presente Capítulo ha sido actualizado con el Suplemento No. 1 del AISC –LRFD [AISC, 1998], la propuesta de actualización del AISC-LRFD de 1999, y las Normas sismorresistentes del AISC [AISC, 1997]. Dado el estado continuo de evolución de la soldadura, y especialmente en construcciones sismorresistentes, el comentario del AISC es intencionalmente muy breve como una forma de invitar al usuario a utilizar la norma AWS D1.1 que se actualiza anualmente.

C-23.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES

Aunque la guía SAC *Interim Guidelines Advisory No. 1* [FEMA, 1997b] acepta electrodos con una tenacidad mínima $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -18^\circ \text{ C}$, en esta Norma se requiere de una tenacidad mínima $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$, que es la utilizada en la mayoría de los ensayos reportados. Entonces, para tener la menor variación entre los ensayos calificados del fabricante y los resultados del uso final, se ha mantenido la exigencia de una tenacidad mínima de $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$, y por lo tanto no debe interpretarse como una exigencia de ensayos en el procedimiento de soldadura o de la producción de soldaduras.

Las evidencias de que las soldaduras de punteo en las planchas de respaldo crean entalladuras que propician la falla por fatiga ya eran conocida antes del sismo de Northridge de 1994. En las publicaciones preparadas por el SAC Joint Venture y distribuidas por el ATC y la FEMA (Ver Referencias) se pueden encontrar sugerencias para mejorar la resistencia a la fatiga y al desempeño sismorresistente, como la que se presenta en la Figura C-23.1.

C-23.4 MEZCLA DE METAL DE APORTE

Se pueden presentar problemas cuando se combinan metales de soldadura incompatibles y cuando se requiere tenacidad en el metal de soldadura mixto. Por ejemplo, los punteos de soldadura depositados usando un proceso de autoprotección con desoxidantes de aluminio en el electrodo y subsecuentemente cubierta por pases de soldadura con arco eléctrico protegido puede resultar en un metal soldado con baja tenacidad a la entalladura, no obstante el hecho de que cada proceso en si mismo puede suministrar la tenacidad al metal base.

C-23.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN SOLDADA

C-23.6.2 Desgarramiento laminar

En la Fig. C-23.2 se muestran detalles de juntas que propician el desgarramiento laminar y detalles que tienden a minimizarlo.

C-23.7 RESISTENCIA

La resistencia de las soldaduras está gobernada bien por la resistencia del material base o por el metal de soldadura depositado. La Tabla 23.1 contiene los factores de minoración de la resistencia teórica y las resistencias teóricas de las soldaduras, así como también sus limitaciones. Aún cuando se conoce que la capacidad de las soldaduras dispuestas transversalmente son sustancialmente mayores que las de soldaduras dispuestas longitudinalmente, se especifica la misma resistencia.

Se observará que en esta Tabla, la resistencia teórica de las soldaduras de filete está determinada por el área de la garganta efectiva, mientras que la resistencia de las partes conectadas está controlada por sus respectivos espesor. La Figura C-23.3 ilustra los planos de corte para soldaduras de filete y el material base:

- (a) Plano 1-1, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia de corte del material A.
- (b) Plano 2-2, en el cual la resistencia está controlada por la resistencia de corte del metal soldado.
- (c) Plano 3-3, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia de corte del material B.

La resistencia de la junta soldada es la menor de las resistencias calculadas en cada plano de transferencia de corte. Los planos 1-1 y 3-3 están lejos de las áreas de fusión entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que las tensiones en el área de fusión no es crítica en la determinación de la resistencia al corte de las soldaduras de filete [Preece, 1968].

El plano de corte para soldadura de tapón y de ranura de penetración parcial se ilustran en la Figura C-23.4 Generalmente el metal base controlará la resistencia al corte.

C-23.7.1 Combinación de soldaduras

No se podrán sumar las capacidades resistentes de la soldadura de ranura de penetración parcial realizada sobre bisel simple y a la cual se sobrepone una soldadura de filete. En este caso, se determinará la garganta efectiva en la junta combinada y la resistencia se basará en el área de la garganta.

C-23.8 SOLDADURA DE RANURA

Los ingenieros que preparan los diseños contractuales no podrán especificar la profundidad de la ranura sin conocer el proceso y la posición de la soldadura. En consecuencia, solamente podrán ser especificadas en los planos de proyecto las gargantas efectivas de las soldaduras de ranura de

penetración parcial, permitiendo al fabricante producir la garganta efectiva de acuerdo con sus propias facilidades en cuanto al proceso y la posición de las soldaduras.

No se usará el refuerzo de la soldadura en la determinación del espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura. Véase la Tabla 23.2.

C-23.9 SOLDADURAS DE FILETE

C-23.9.1 Área efectiva

La garganta efectiva de un filete de soldadura está basado en la raíz de la junta y la cara esquemática soldada, en consecuencia esta definición no autoriza la soldadura de penetración o refuerzo en la cara de la soldadura. Cuando la soldadura de filete se hace por el proceso de arco sumergido, se reconoce la existencia de alguna penetración. Si el lado de la soldadura del filete resultante excede de 9 mm, entonces se añadirán 3 mm a la garganta efectiva. Se permite este incremento en la garganta de la soldadura porque el proceso de arco sumergido produce una penetración profunda de las soldaduras de calidad consistente. Sin embargo, es necesario depositar un cordón corto de soldadura de filete para asegurar para asegurar que se ha obtenido este incremento de penetración. Véase la Fig. C-23.5.

C-23.9.2 Limitaciones

La Tabla 23.5 suministra los tamaños mínimos de filete de soldadura para un dado espesor de la parte más gruesa a unir.

Estos requisitos no están basados en consideraciones de resistencia, pero incorpora el efecto de templado del espesor del material sobre soldaduras pequeñas. Un rápido enfriamiento del metal de soldadura puede resultar en pérdida de ductilidad. Además la restricción de los materiales gruesos a la retracción del metal de soldadura puede resultar en agrietamiento de la soldadura. El cordón más grande que puede depositarse en una sola pasada en el proceso de soldadura de arco protegido es un filete de 8 mm. Este tamaño de cordón se aplicará para todos los materiales de 19 mm y más de espesor, pero según el AWS D1.1 se requiere de un mínimo de precalentamiento entre los pases. Estos requisitos rigen tanto para el ingeniero proyectista como para el soldador en taller.

La Tabla 23.4 da la garganta mínima efectiva de una soldadura ranura de penetración parcial. Obsérvese que esta Tabla es válida para espesores de más de 150 mm y una garganta mínima de soldadura de 16 mm, mientras que para soldaduras de filete la Tabla 23.5 llega hasta espesores de más de 19 mm y una longitud mínima del lado de la soldadura de filete de 8 mm. El espesor adicional para las soldaduras de penetración parcial suministra una adecuada proporcionalidad entre la soldadura y el espesor del material.

Para planchas de 6mm o más de espesor, es necesario que el inspector sea capaz de identificar el borde de la plancha para posicionar el calibrador de la soldadura. Para asegurar la correcta medición de la soldadura se restarán 2 mm al espesor de la plancha, tal como se muestra en la Fig. C-23.6.

Cuando la soldadura de filete se dispone a lo largo de la conexión, la longitud de cada soldadura se debe ser al menos igual al ancho de los materiales conectados, para tomar en cuenta el efecto de corte diferido, tal como se discutió en C-7.3 [Fisher, et. Al, 1978]. Véase la Fig. C-23.7.

Con un solape mínimo de 5 veces el espesor del material más delgado se evitará que la rotación de la junta no sea excesiva, como se muestra en la Figura C-23.8. Las juntas solapadas soldadas solicitadas a tracción tienden a abrirse y separarse en la raíz, a menos que se aplique restricción, como la fuerza F indicada en la Figura C-23.9.

C-23.9.2.6 Remates de las soldaduras de filete

Las soldaduras de retorno no son esenciales para el desarrollo de la capacidad de la conexión soldada con filetes y tienen un efecto despreciable en su resistencia. Su uso ha sido fomentado para asegurar que el tamaño de la soldadura se mantiene a todo lo largo de la soldadura, mejorar la resistencia a la fatiga bajo cargas cíclicas de las conexiones extremas flexibles y para incrementar la capacidad de deformación plástica de tales conexiones.

La base de datos experimental sobre la cual se fundamentan las normas fue desarrollada sin soldadura de retorno. Esto incluye los estudios de Higgins y Peece [1968], los ensayos de ángulos de asiento de Lyse y Schreiner [1935], los ensayos de ángulos de asiento y ángulos en el tope de Lyse y Gibson [1937], almas de vigas soldadas directamente a columna o vigas por medio de soldadura de filete por Johnston y Deits [1941], y las conexiones soldadas solicitadas excéntricamente reportadas por Butler, Pal y Kulak [1972]. En consecuencia, los valores actuales de resistencia y los modelos de capacidad de las juntas no requieren de soldadura de retorno cuando se suministra el tamaño requerido de soldadura. Johnston y Green [1940] acotan que las hipótesis de diseño en juntas flexibles se mejora cuando no hay soldadura de retorno. Esto confirma las grandes deformaciones plásticas observadas en las conexiones cuando existen soldaduras de retorno en los extremos, aunque la resistencia no fue significativamente diferente.

Hay numerosas juntas soldadas donde no es posible colocar las soldaduras de retorno pero si es posible colocar el tamaño de soldadura requerido. En estas juntas también como en los ángulos de asiento y los ángulos de conexión en el alma de las vigas, previamente citadas, no requieren soldadura de retorno en los extremos si el tamaño de la soldadura es adecuado y la fatiga no es una requisito de diseño.

La Fig. C-23.10 muestra los remates usuales en soldaduras de filete y en la Fig. C-23.11 se indican los casos en donde debe interrumpirse la soldadura o donde no debe hacerse soldadura de retorno por ser contraproducente.

C-23.10 SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA

C-23.10.2 Limitaciones

La Fig. C-23.12 ilustra los principales requisitos para soldaduras de tapón o de ranura.

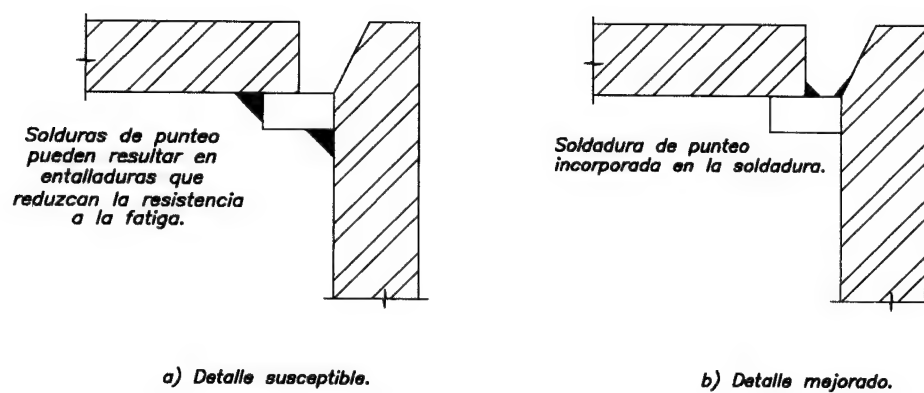


FIGURA C-23.1. Efectos de la soldadura de punteo en la plancha de respaldo.

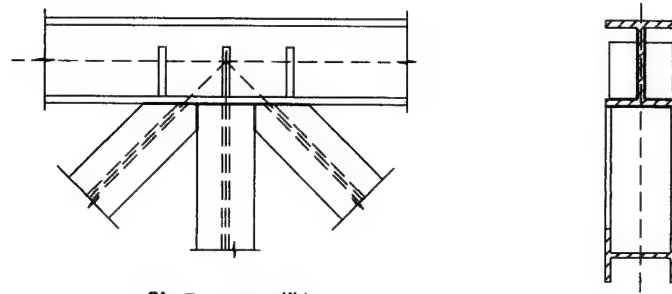
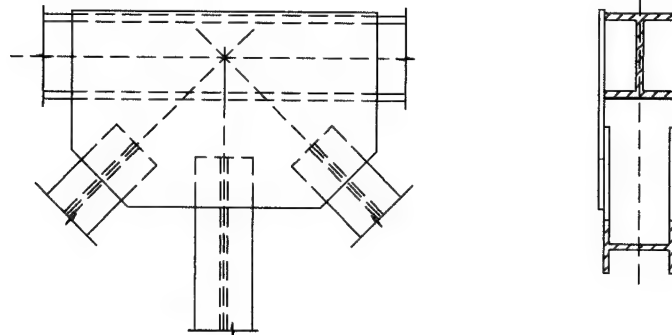
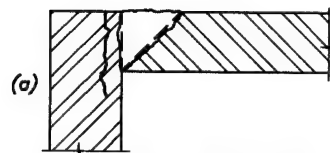
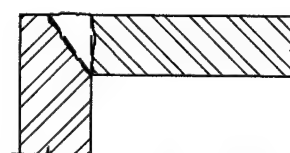
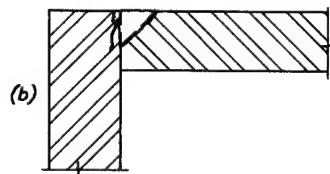
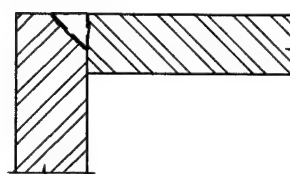
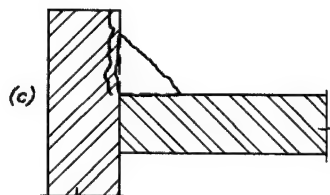
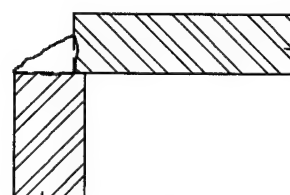
*Diseño susceptible**Diseño mejorado**Diseño susceptible**Diseño mejorado**Diseño susceptible**Diseño mejorado**Diseño susceptible**Diseño mejorado*

FIGURA C-23.2. Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones.

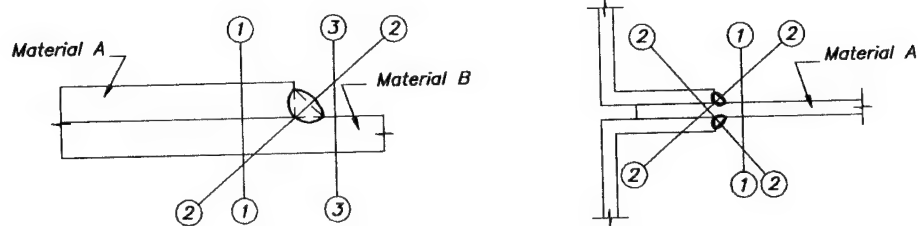
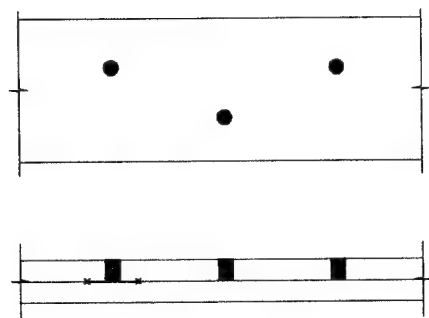
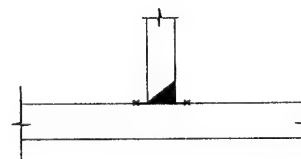


FIGURA C-23.3 PLANOS DE CORTE EN SOLDADURAS DE FILETE



(a) Soldaduras de tapón.



(b) Soldaduras de penetración parcial.

FIGURA C-23.4 PLANOS DE CORTE EN SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA DE PENETRACIÓN PARCIAL

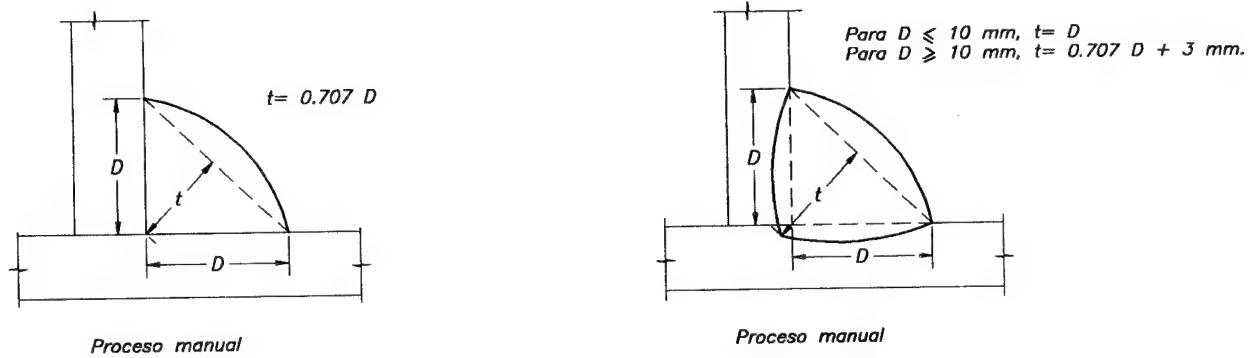


FIGURA C-23.5 ÁREA EFECTIVA EN UNA SOLDADURA DE FILETE

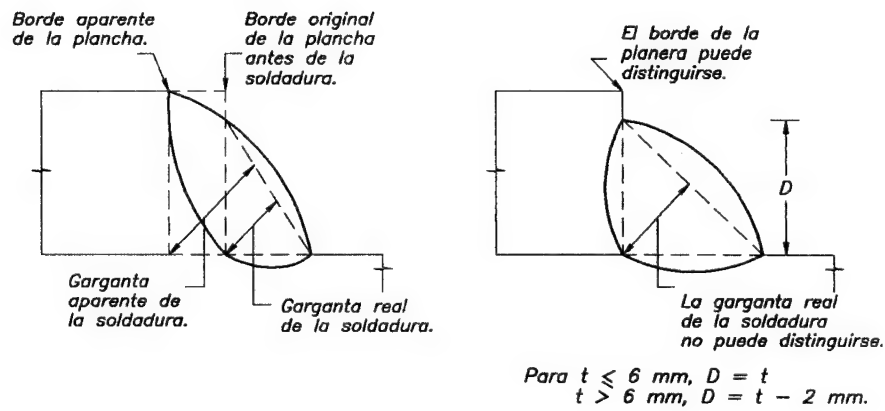


FIGURA C-23.6 IDENTIFICACIÓN DE LOS BORDES DE UNA SOLDADURA DE FILETE

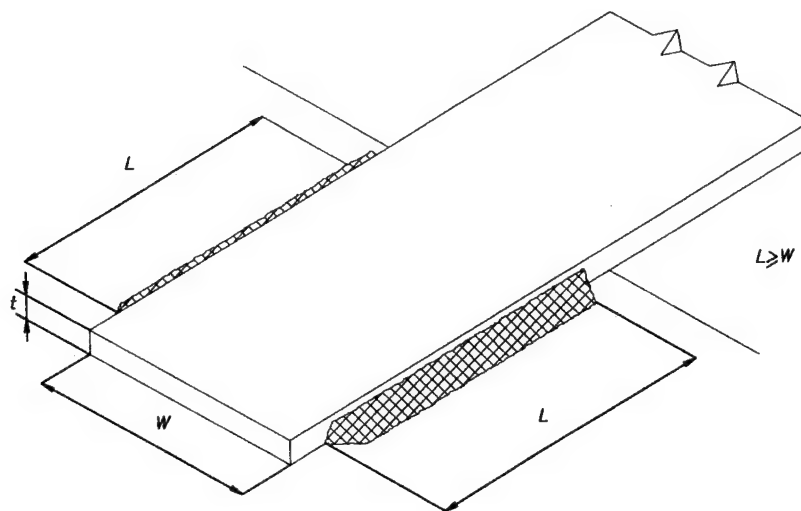


FIGURA C-23.7. Soldadura a filete longitudinal.

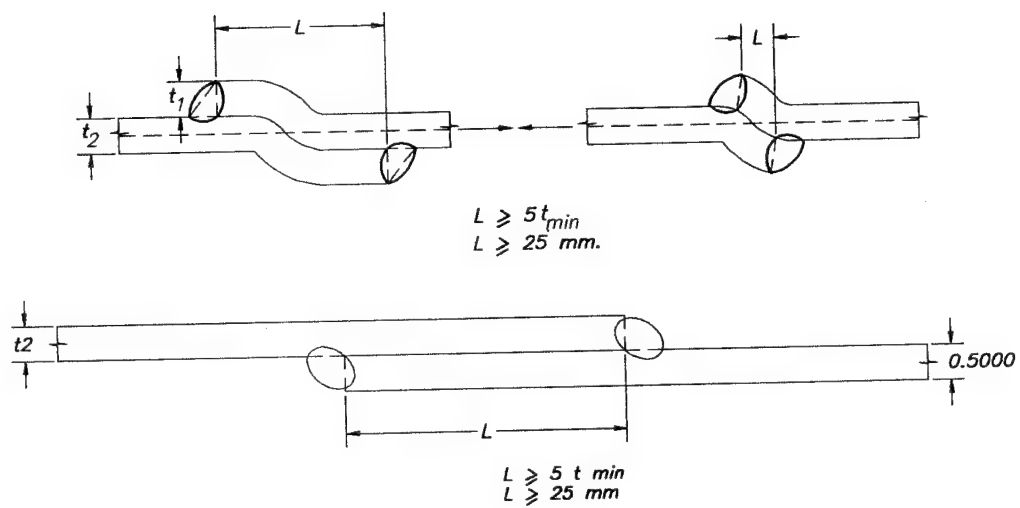


FIGURA C 23.8. Solape mínimo.

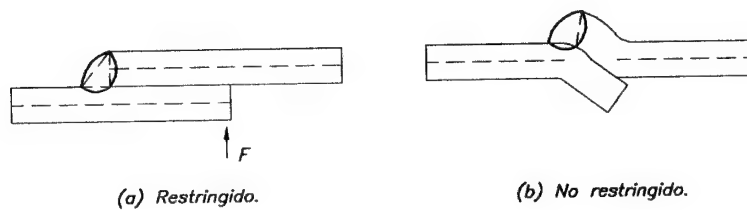


FIGURA C-23.9. Restricción de juntas solapadas.

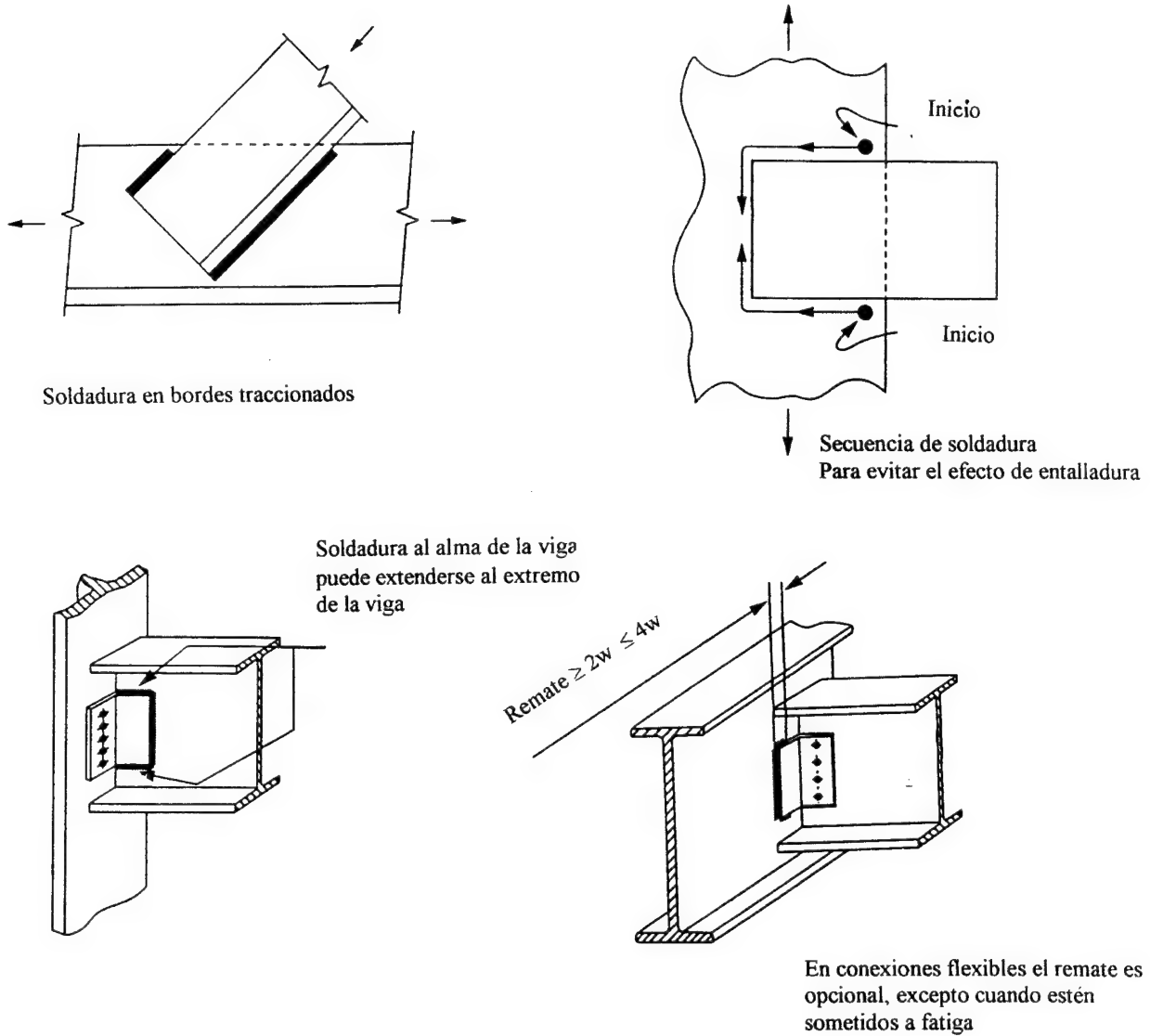
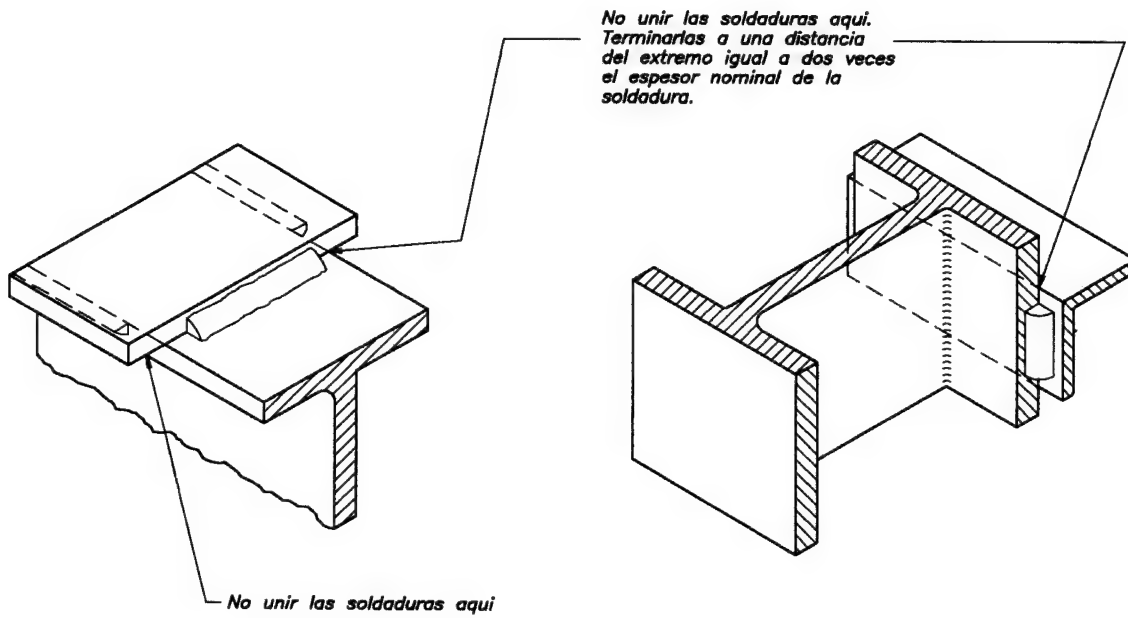
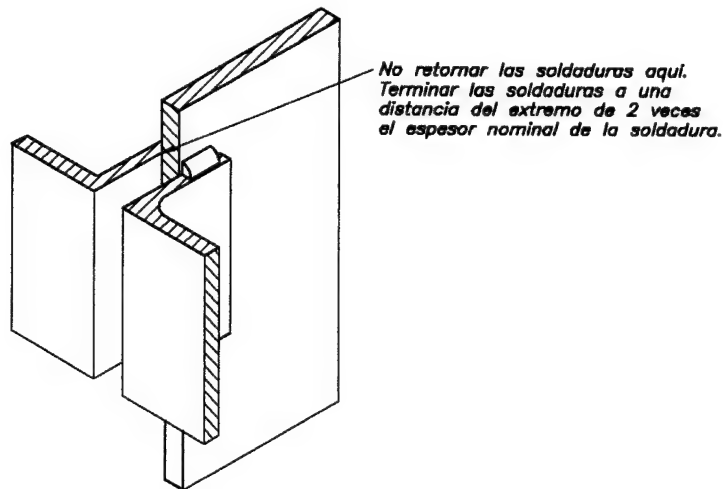


FIGURA C-23.10 REQUISITOS PARA SOLDADURAS DE FILETE



a) Los filetes de soldadura en lados opuestos de un plano común no deben ser continuos.



b) Los filetes de soldadura no deben ser retornados a través del espesor del material.

FIGURA C-23.11. Remates de la soldadura.

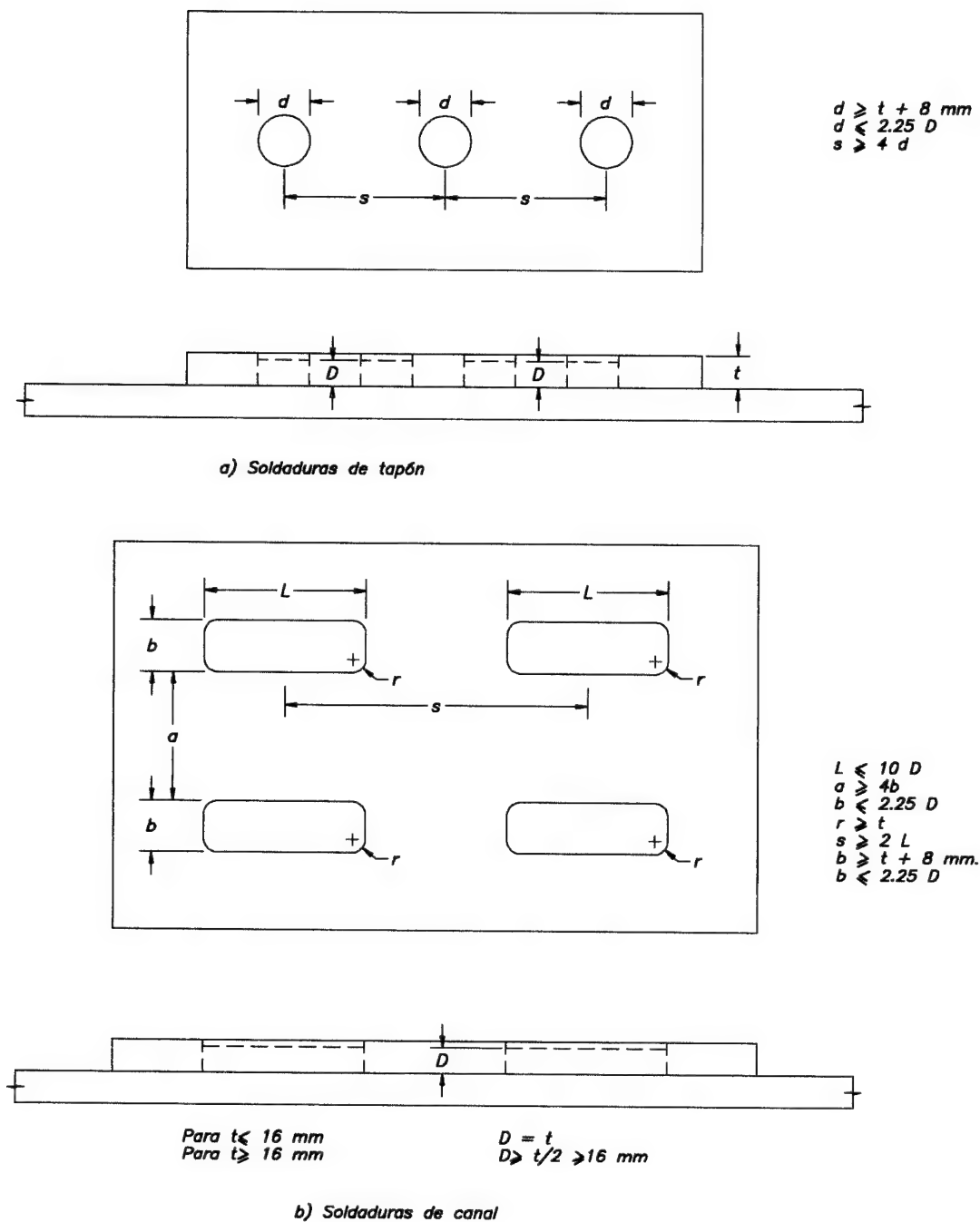


FIGURA C-23.12. Requisitos para soldaduras de tapón o canal.

PARTE C-5 CONSTRUCCIÓN MIXTA ACERO CONCRETO

CAPÍTULO C-24 REQUISITOS BÁSICOS

C-24.1 ALCANCE

En esta Parte de la Norma se han agrupado los sistemas, miembros y componentes mixtos acero – concreto. Esta decisión representa un paso de avance hacia las nuevas tendencias constructivas en el mundo. Los japoneses tiene una larga tradición en construcción mixta de edificaciones altas, y en los Estados Unidos se introduce de manera sistemática por primera vez en las recomendaciones NEHRP 1994 [FEMA, 1995]. El Capítulo del NEHRP 1994 fue actualizado en 1997 [NEHRP, 1997a], y ha sido incorporado como Parte II en la edición 1997 de las Provisiones Sísmicas del AISC [AISC,1997]. También la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE, ha dedicado su atención a las construcciones mixtas. Su más reciente publicación [Viest,I,et al.,1997] es consistente con los criterios empleados en esta Norma. Esta referencia contiene una bibliografía bastante completa que permite estudiar la evolución de la construcción mixta.

La información experimental disponible [AISC, 1997] demuestra que los sistemas mixtos acero – concreto, sus miembros y conexiones se comportan igual o mejor que los componentes de acero y de concreto reforzado, sin embargo debido a que no han sido puesto a pruebas en zonas de alta sismicidad, se han adoptados criterios conservadores de proyecto. El uso de las presentes disposiciones conformidad con el Artículo 3.11 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* no exime al ingeniero estructural de realizar los ensayos, análisis y estudios necesarios que demuestren la transferencia de fuerzas entre los componentes de la sección mixta, y la identificación de aquellas partes del sistema estructural donde se esperan deformaciones inelásticas sustanciales y la disipación de la energía sísmica.

El uso de esta Parte de la Norma, deberá hacerse conjuntamente con las Normas COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*, debidamente actualizada con la norma ACI 318 vigente [ACI, 1995; 1999], la 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes* y la 2002 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*.

C-24.3 SOLICITACIONES MAYORADAS Y RESISTENCIAS MINORADAS

En el Apéndice C del ACI 318-95 *Building Code Requirements for Structural Concrete* se incluyen combinaciones de solicitaciones y factores de minoración de la resistencia para el diseño de estructuras con miembros mixtos acero – concreto. Las combinaciones de solicitaciones de este Apéndice C, coinciden esencialmente con las de la Norma ASCE 7 (ASCE, 1995) y son consistentes con las dadas en el Capítulo 10 de la presente Norma.

C-24.4 RIGIDECES DE LOS MIEMBROS

La rigidez de los miembros de concreto reforzado y miembros de sección mixta se podrá calcular como se indica a continuación:

1. Se tomará la rigidez de la sección total no agrietada cuando pueda demostrarse que un sistema o miembro de sección mixta tiene la resistencia adecuada a las fuerzas cedentes en todos los miembros conectados a él mientras permanece elástico y también pueda demostrarse que permanece elástico para la deriva inelástica calculada de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 10 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98.
2. Las rigideces de los otros miembros se calcularán para la carga y deformación que ocurren cuando los componentes dúctiles del sistema o miembros mixtos acero – concreto alcanzan su primera cedencia significativa.

CAPÍTULO C-25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO – CONCRETO

C-25.1 ALCANCE

Los sistemas mixtos acero – concreto comenzaron a desarrollarse en los últimos años como una alternativa segura y competitiva dentro de la industria de la construcción, básicamente por razones de costos. Los ensayos bajo cargas monotónicas y cargas cíclicas realizados en Japón y Estados Unidos han demostrado que estos tipos estructurales, adecuadamente analizados, detallados y construidos, tiene un comportamiento igual o mejor que el de las estructuras tradicionales de concreto o de acero en zonas de alta sismicidad [Viest et al, 1997; AISC, 1997].

Este Capítulo recoge los requisitos a cumplir por cada uno de los sistemas tipificados, pero no debe interpretarse como una limitación a los sistemas constructivos, a menos que explícitamente se establezca así, siempre y cuando se cumpla con los requisitos del Artículo 3.11 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002, referente a la demostración de que el sistema propuesto tiene la adecuada resistencia, estabilidad, ductilidad y tenacidad para el uso propuesto. Las figuras que acompañan este Comentario solo intentan mostrar el carácter básico de los sistemas mixtos y por lo tanto no deben considerarse como detalles estándar, por lo que el interesado deberá recurrir a las referencias para una información más específica.

C-25.2 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO –CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO – CONCRETO

Este sistema estructural incluye una gran variedad de configuraciones, sin embargo los ensayos han permitido establecer los requisitos de diseño para cada componente del sistema estructural y para cada Nivel de Diseño, siendo una constante el énfasis en el confinamiento del concreto. En la Fig. C-25.1 se muestra una conexión usada y ensayada extensivamente en Japón que figura en las Normas del Instituto Japonés de Arquitectura [AIJ, 1991]; aún cuando las planchas de apoyo frontal contribuyen a disminuir las tensiones en la conexión de la viga al ala de la columna, las enseñanzas de los terremotos de Northridge y Kobe indican tener especial cuidado en la ejecución e inspección de esta junta soldada.

Las restricciones impuestas al uso de las vigas de celosía en los sistemas resistentes a sismos no están dirigidas a las viguetas de celosía y vigas de celosía que solo soportan cargas verticales, como por ejemplo, las vigas simplemente apoyadas usadas como soportes de los sistemas de piso. Las viguetas de celosía y las vigas de celosía son consideradas inefectivas como miembros a flexión en los sistemas resistentes a cargas laterales [Itani y Goel, 1995; Camacho y Galambos, 1993], a menos que cumplan con los requisitos de la Sección 11.4.1.

C-25.2.3.3 Conexiones de momento

Desde los años 1980, en Japón y Estados Unidos se han venido realizando ensayos a gran escala de conexiones mixtas acero- concreto sometidas a cargas monotónicas y cíclicas [Sheikh et al., 1989; Kanno y Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990]. Los resultados indican que las conexiones cuidadosamente detalladas funcionan como conexiones sismorresistentes tanto en estructuras de acero como de concreto. La metodología de diseño preparada inicialmente por el ASCE [Nishiyama et al., 1990] estaba concebida para edificaciones en zonas de media y baja sismicidad, pero los resultados experimentales más recientes demuestran que la Guía ASCE también es aplicable en edificaciones ubicadas en regiones de gran sismicidad [Kanno y Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990].

C-25.3 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL, VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO Y CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS

Este Tipo estructural consiste de vigas mixtas acero – concreto vinculadas a columnas de acero mediante conexiones parcialmente restringidas, tal como se muestra en la Fig. C-25.2 [Zandonini y León, 1992]. Las conexiones semirrígidas, Tipo PR según el Artículo 3.4, han sido usadas tradicionalmente en estructuras de acero pero en este sistema estructural se incrementa su rigidez y resistencia debido a los conectores de corte en las vigas y el acero de refuerzo en la región de momentos negativos adyacentes a las columnas, como se muestra en la Fig. C-25.2. Este sistema resulta en una distribución más favorable de rigideces y resistencias entre las regiones de momento positivo y negativos, así como de las fuerzas inelásticas que genere la acción sísmica.

Están disponibles en la literatura procedimientos establecidos para el diseño de las conexiones mixtas semirrígidas [Ammerman y León, 1990; León y Forcier, 1992; Steager y León, 1993; León 1990]. En todos estos procedimientos de diseño se supone que los momentos son resistidos por la armadura de refuerzo de la losa y el angular de asiento de la viga, mientras que el corte lo toma la plancha o el angular fijada al alma de la viga. Como los momentos resistentes de las vigas mixtas son diferentes en las zonas de momentos positivos y negativos, y tomar una sola de ellas puede conducir a errores significativos, para efectos de análisis se recomienda tomar un promedio ponderado de estas resistencias [Ammerman and Leon, 1990; Leon y Ammerman , 1990; Zaremba, 1988].

Este sistema fue concebido originalmente para zonas de baja a moderada sismicidad en los estados del Este norteamericano, sin embargo los ensayos han demostrado que un detallado apropiado permite alcanzar grandes deformaciones sin fractura y pueden ser usados en zonas de mayor sismicidad con Nivel de Diseño ND2 [León,R.T., 1990; Nader y Astaneh, 1992; Corso et al., 1989]. Para edificios mayores de cuatro (4) entrepisos, deberá verificarse cuidadosamente la deriva y la estabilidad usando técnicas que incorporen los efectos no lineales de las conexiones y del cambio de geometría [Chen, y Lui,1991; Ammerman y León, 1990; Bjorhovde 1984].

Como en las vigas mixtas acero – concreto los momentos de inercia en las zonas de momentos positivos y negativos son diferentes, el uso de un único valor en el análisis puede conducir a errores significativos. Por eso se recomienda utilizar un valor medio ponderado [Ammerman y León, 1990; León y Ammerman , 1990; Zaremba, 1988].

C-25.4 PÓRTICOS CON COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O MIXTAS ACERO – CONCRETO, VIGAS Y ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS DE ACERO ESTRUCTURAL O MIXTAS ACERO – CONCRETO

Los ensayos han demostrado [Goel, S.C; Lee, S., 1992] que en las diagonales mixtas, bien porque el perfil esté embutido o relleno de concreto, el concreto incrementa su capacidad de disipación de energía, al prevenir o retrasar el pandeo del perfil de acero.

La Fig. C-25.3. muestran ejemplos de las conexiones utilizadas en este tipo de estructura. Se requiere de un diseño y detallado cuidadoso de las juntas para prevenir su falla antes de que se desarrolle la resistencia del arriostramiento, tanto en compresión como en tracción. La resistencia aportada por el concreto debe ser tomada en cuenta por cuanto puede ser no conservador usar solamente la resistencia del perfil de acero. El diseño y detallado de las conexiones tomará en cuenta que el pandeo de las diagonales de arriostramiento puede causar una rotación excesiva en el extremo de las mismas y provocar una falla local en la conexión.

C-25.5 PÓRTICOS CONSTITUIDOS POR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO O DE SECCIÓN MIXTA ACERO – CONCRETO, Y VIGAS DE ACERO O PARCIALMENTE DE SECCIÓN MIXTA Y ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS DE ACERO

Existen pocas experiencias con este sistema estructural, pero al igual que en los probados sistemas en acero, es la viga eslabón el miembro crítico en el comportamiento de todo este sistema estructural en el que las deformaciones inelásticas en las columnas de concreto o d mixtas deben ser mínimas. Como el éxito del sistema radica en la precisión con que se determine la longitud de la viga eslabón, es importante que en la región donde ésta disipará su energía, permanezca sin ningún tipo de recubrimiento de concreto [Ricles y Popov, 1989].

C-25.6 PÓRTICOS DE ACERO ESTRUCTURAL RELLENOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO O MUROS MIXTOS ACERO – CONCRETO

Los requisitos de este Artículo se fundamentan en ensayos recientes [Chrysostomou, 1991; Harries et al., 1993; Shahrooz et al., 1993]. Los detalles que se muestran en el Capítulo 27 también son aplicables al Nivel de Diseño ND1.

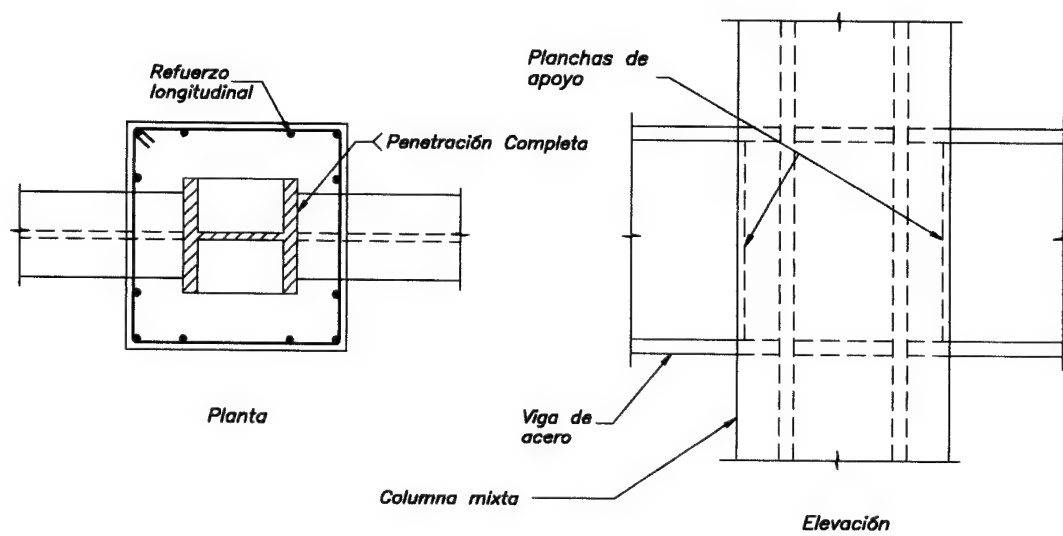


FIGURA C-25.1. Construcción mixta acero-concreto.

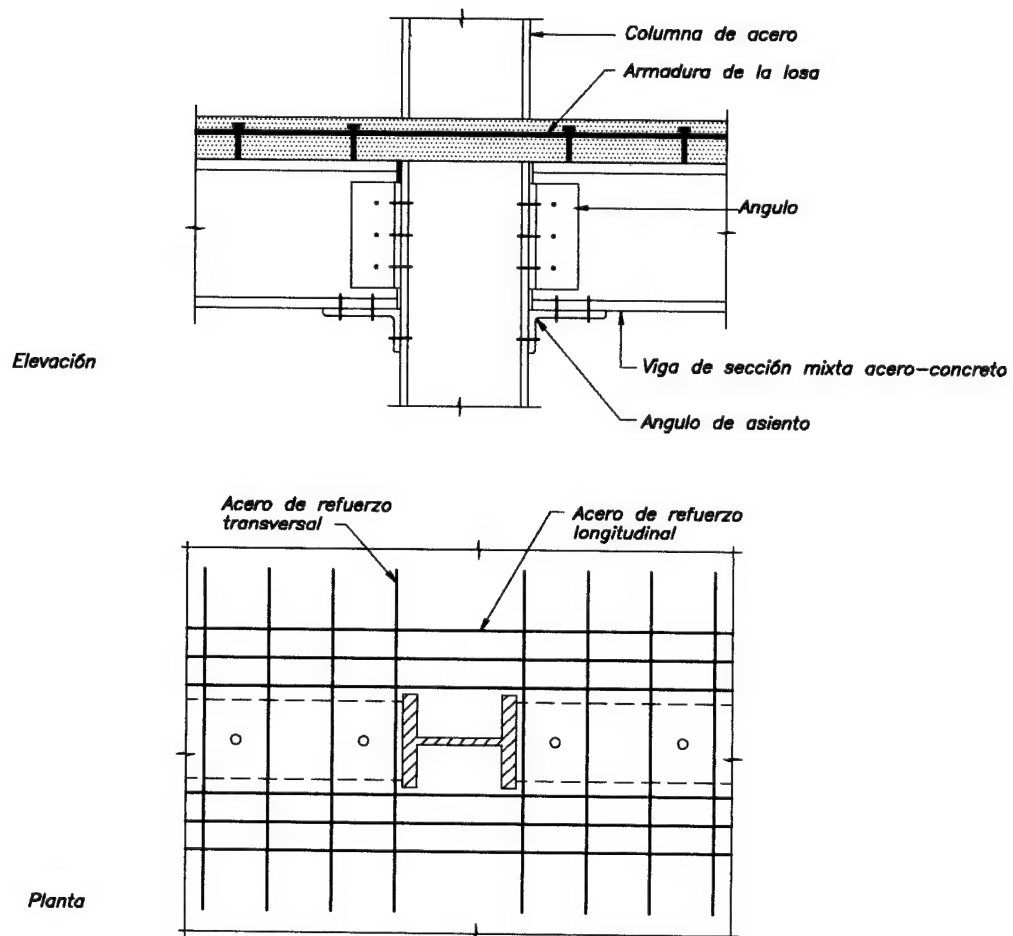
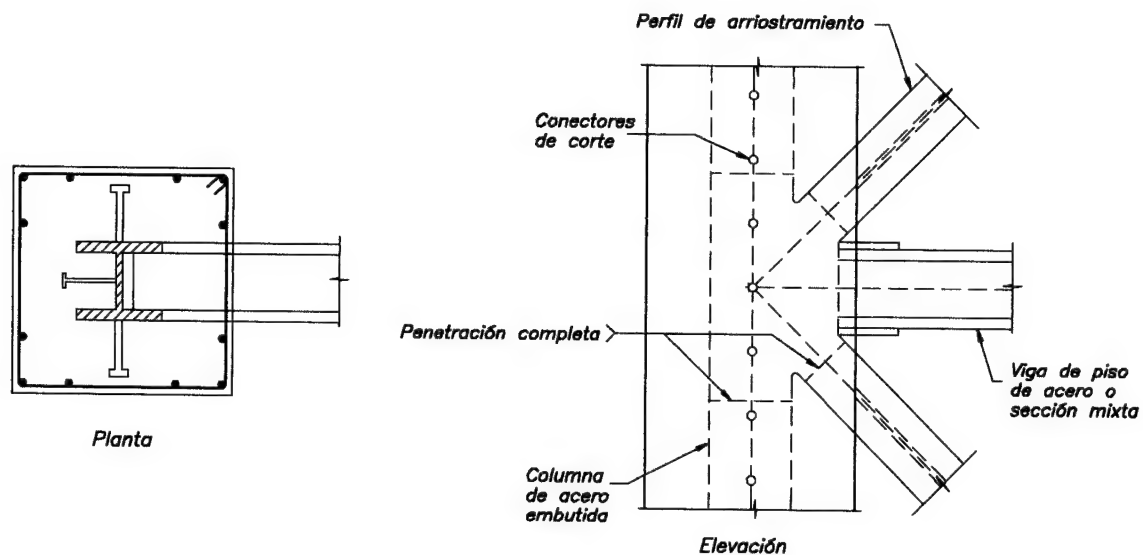
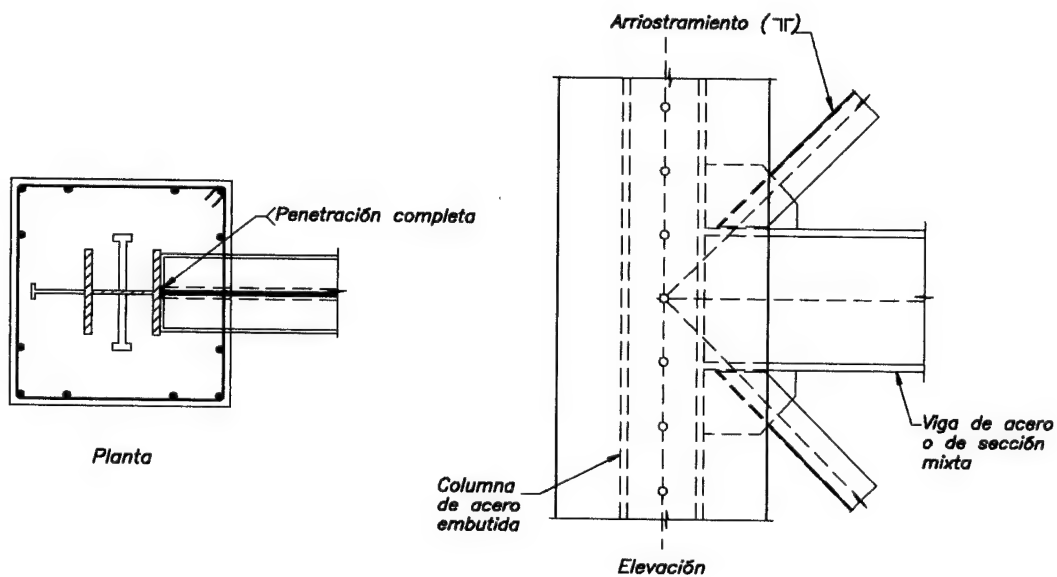


FIGURA C-25.2. Construcción mixta acero-concreto con conexión sumergida.



a) Pórticos arriostrados con columnas de sección mixta.



b) Pórticos arriostrados con columnas de sección mixta.

FIGURA C-25.3. Pórticos de sección mixta acero-concreto con arriostamientos concéntricos

CAPÍTULO C-26 COLUMNAS MIXTAS ACERO – CONCRETO

C-26.2 MATERIALES

Tanto las secciones embutidas como las barras de refuerzo longitudinal están restringidas contra el pandeo mientras el concreto permanezca sano. El concreto sin confinar permanece estable y sin descascararse hasta valores de deformación de 0.0018 que define analíticamente la condición de falla de las secciones mixtas bajo deformaciones normales uniforme. Esta deformación límite de 0.0018 corresponde aproximadamente a valores de $F_y = 3870 \text{ kgf/cm}^2$.

C-26.3 RESISTENCIA

El procedimiento de diseño adoptado para las columnas mixtas acero – concreto solicitadas por fuerzas normales se fundamenta en las fórmulas de resistencia para columnas cortas, derivada por Galambos y Chapuis [1980], con las mismas reducciones por esbeltez contempladas para columnas de acero en el Artículo 15.5. El procedimiento de diseño sigue la misma pauta de las columnas de acero, excepto que la tensión cedente, el módulo de elasticidad, y el radio de giro de las secciones de acero se modifican para tomar en cuenta los efectos del concreto y de las barras de refuerzo longitudinal. Para una explicación de estas modificaciones, así como las correlaciones con ensayos experimentales, véase las referencias SSRC Task Group [1979], Galambos y Chapuis [1980]. La media de la relación carga de falla / resistencia predicha en los ensayos fue de 1.18 en 170 ensayos, con un coeficiente de variación de 0.19.

C-26.4 SOLICITACIONES COMBINADAS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

El procedimiento adoptado para el diseño de vigas y columnas está descrito y sustentado en la comparación con los datos experimentales de Galambos y Chapuis [1980]. Los ensayos incluyeron 44 columnas con perfiles embebidos y 48 tubos rellenos de concreto. El valor promedio de la relación de la resistencia experimental a la resistencia predicha fue de 1.23, con un coeficiente de variación de 0.21.

El enfoque es básicamente el empleado para las columnas de acero en el Capítulo 18. La resistencia teórica a compresión normal se obtiene del Artículo 26.3, mientras que la resistencia teórica a flexión se determina de la distribución plástica de la sección mixta acero - concreto. La siguiente fórmula [Galambos y Chapuis, 1980] es una buena aproximación al momento plástico teórico de una columna mixta acero – concreto :

$$M_t = M_p = Z F_y + 0.33 (h_2 - 2 c_r) A_r F_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 F_c h_1} \right] A_w F_y \quad (\text{C-26-1})$$

donde

A_w = Área del alma del perfil embutido.

Z = Módulo de sección plástica de la sección de acero.

c_r = Distancia promedio desde la cara comprimida hasta el acero longitudinal dispuesto en esa cara. También la distancia desde la cara traccionada al acero de refuerzo longitudinal dispuesto en esa cara.

h_1 = Ancho de la sección transversal mixta perpendicular al plano de flexión.

h_2 = Ancho de la sección transversal mixta paralela al plano de flexión.

El último párrafo del Articulado permite una transición entre las viga-columnas y las vigas, e involucra la adherencia entre el concreto y la sección de acero. En el Capítulo 28 se exige el uso de conectores de corte o embutimiento de la sección de acero. En las vigas embutidas se supone que la adherencia es capaz de desarrollar momento solamente en la primera cedencia de la sección de acero. No se disponen de ensayos sobre la pérdida de la adherencia en columnas mixtas acero - concreto. Sin embargo, las grietas de tracción en el concreto sugieren que el valor $N_u / \phi_c N_t = 0.3$ es un límite conservador. Por debajo de este límite, la reducción en el valor del momento teórico es menor que lo que indica la distribución plástica de tensiones en la sección mixta a menos que la transferencia de corte del concreto al acero la hagan los conectores de corte.

C-26.5 COLUMNAS CON MIEMBROS COMPUESTOS

Los australianos Bridge y Roderick [1978] han demostrado que después del endurecimiento del concreto, la columna de sección mixta se comporta como una unidad, aún sin interconexión de los miembros individuales por medio de planchas, presillas o rejillas.

C-26.6 TRANSFERENCIA DE CARGA

Para evitar sobretensiones en las conexiones, tanto en la sección de acero como en la de concreto, la transferencia de cargas al concreto se hará por aplastamiento directo.

Donde la superficie de concreto sea más ancha que el área cargada, la resistencia máxima de diseño especificada por el ACI [1989] es $1.7 \phi_c F_c A_B$, siendo el factor de reducción de la resistencia al aplastamiento del concreto, $\phi_c = 0.70$, y A_B el área cargada. Como la Norma AISI - LRFD está basada en los factores menores de la Norma ASCE 7 [1988], en este Artículo se ha adoptado $\phi_c = 0.60$. La porción de la resistencia a carga normal $\phi_c N_t$ resistida por el concreto puede ser expresada como $(c_2 F_c A_c / A_s F_{my}) \phi_B N_t$, entonces

$$A_B \geq \frac{\phi_B c_2 A_c N_t}{\phi_B 1.7 A_s F_{my}} = \frac{c_2 A_c N_t}{1.7 A_s F_{my}} \quad (C-26.2)$$

C-26.7 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA COLUMNAS DE SECCION MIXTA ACERO – CONCRETO

C-26.7.1 Nivel de Diseño ND1

C-26.7.1.1 Resistencia al corte

Se considerará que el concreto no aporta ninguna resistencia al corte, V_c . [Furlong, 1997]. En la Fig. C-26.1 se indica el ancho efectivo, b_w , a considerar en el cálculo de la resistencia a corte de las columnas de sección mixta acero – concreto.

C-26.7.1.2 Conectores de corte

Ante la falta de normas específicas para el diseño de conectores de corte en miembros embonados en concreto, se recogen en esta Subsección los criterios que los ensayos y la experiencia constructiva han indicado que son adecuados para el diseño sismorresistente [Furlong, 1997; Griffis, 1992a y 1992b].

C-26.7.1.5 Empalmes y detalles en transición del perfil de acero

La experiencia de los daños observados en las columnas embonadas de los edificios mixtos acero – concreto en Japón [Azizinamini y Ghosh, 1996] se ha recogido en esta Norma, llamando la atención sobre los cambios abruptos en resistencia y rigidez que se presentan en la zona donde termina el embutimiento del perfil, sea por transición a una columna de concreto reforzada o a la base de la columna.

C-26.7.3 Nivel de diseño ND3

C-26.7.3.5 Refuerzo transversal

La Fig. C-26.2 muestra el confinamiento del concreto mediante ligaduras cerradas que garantiza que el confinamiento del concreto y la resistencia a corte se mantendrá bajo las grandes deformaciones inelásticas previstas en el Nivel de Diseño ND3. Las ligaduras se deben anclar dentro del núcleo confinado de la columna.

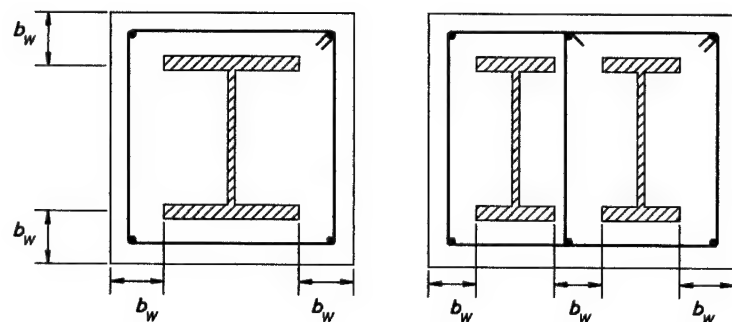


FIGURA C-26.1. Anchos efectivos para el cálculo de la resistencia al corte en columnas de sección mixta.

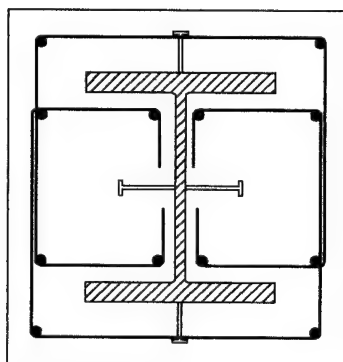


FIGURA C-26.2. Detalles de columnas de sección mixta de acero-concreto.

CAPÍTULO C-27 MUROS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO -CONCRETO

C-27.2 MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON MIEMBROS DE BORDES DE ACERO

La Fig. C-27.1 muestra ejemplos de muros mixtos acero – concreto con miembros de borde de acero embebidos en concreto, parcial o totalmente.

En espera de futuras investigaciones, se ha adoptado un criterio conservador en la determinación de las capacidades de los conectores de corte, ya que la información actualmente disponible procede en su gran mayoría de ensayos estáticos con cargas monotónicas.

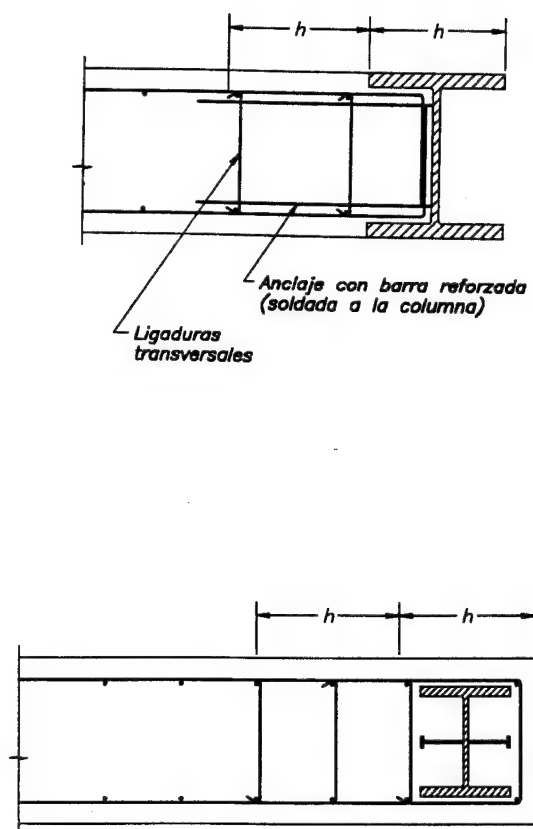
La Fig. C-27.2 muestra ejemplos de conexiones entre vigas de acero que acoplan dos muros estructurales. Los requisitos para las vigas de acoplamiento y sus conexiones están basados en ensayos recientes con vigas de acoplamiento no embebidas en concreto [Shahrooz et al.,1993; Harries et al.,1993]. Estos ensayos demuestran que las vigas de acoplamiento diseñadas para ceder en la cara del muro de concreto suministran un comportamiento histerético estable cuando se someten a ciclos de cargas reversibles.

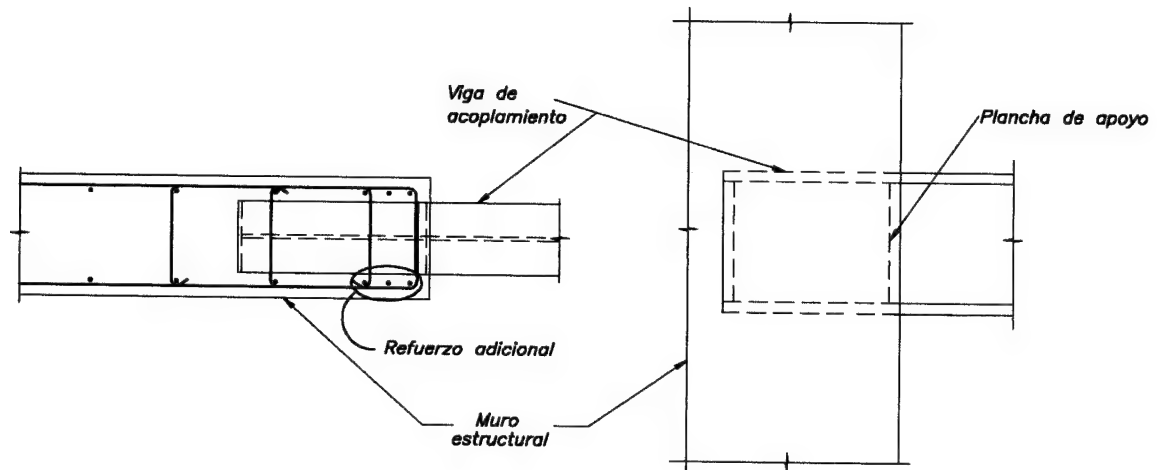
C-27.3 MUROS ESTRUCTURALES REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO Y CUYOS MIEMBROS DE BORDE SON PERFILES DE ACERO O MIXTOS ACERO – CONCRETO

El uso de planchas en los muros estructurales es básicamente un desarrollo canadiense [Kulak, G.L, et al, 1999], que rápidamente ha llamado la atención de los ingenieros estructurales, como puede apreciarse en el creciente número de trabajos que se presentan en las conferencias y reuniones técnicas sobre diseño en acero estructural [Timler, P.a y Ventura, C, 1999].

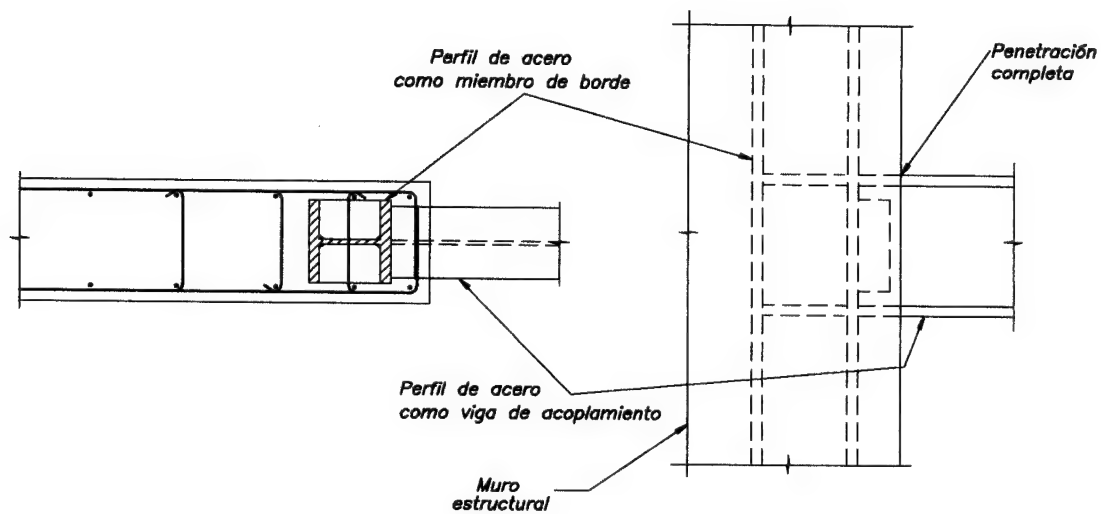
Los muros reforzados con planchas, como ilustra la Figura C-27.3, son ventajosos en aquellos entresijos donde las fuerzas cortantes son muy grandes y el espesor de los muros convencionales resultaría excesivo. Como la plancha de acero usualmente es mayor que la de la masa de concreto, desprestigiar la resistencia del concreto no tiene mayores consecuencias desde el punto de vista práctico. Además, el mecanismo de cedencia por corte en la plancha resulta en un comportamiento histerético más estable que el de los muros de concreto reforzado. En este tipo de muro su resistencia a corte está limitada por la capacidad cedente de la plancha.

En la Figura C-27.4 se muestran detalles típicos del detallado de los muros mixtos acero – concreto.

**FIGURA C-27.1 EJEMPLOS DE MUROS DE SECCIÓN MIXTA ACERO - CONCRETO**

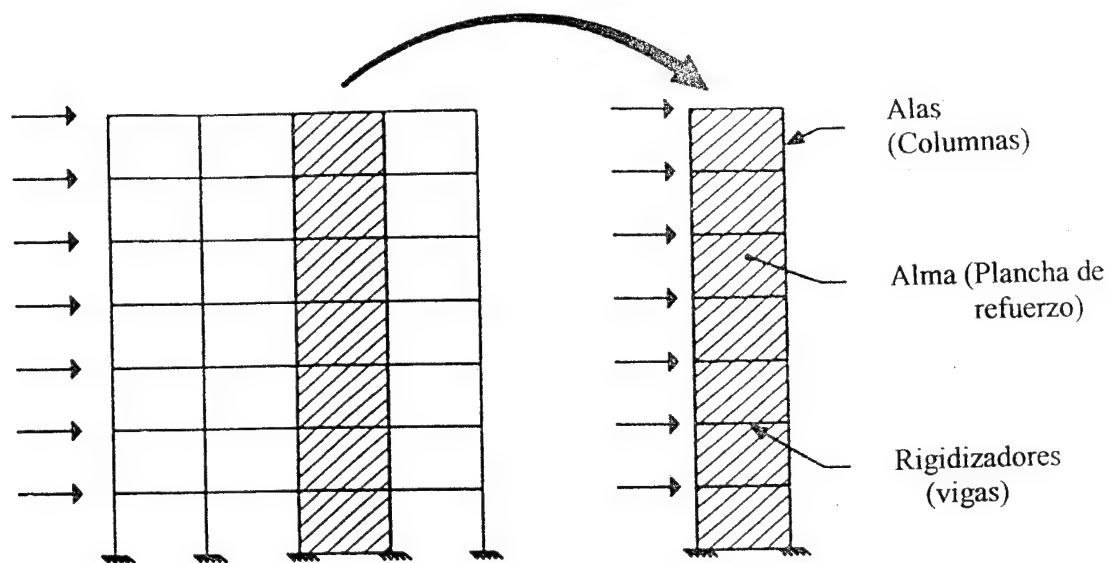


a) Perfil de acero como viga de acoplamiento de un muro de concreto.

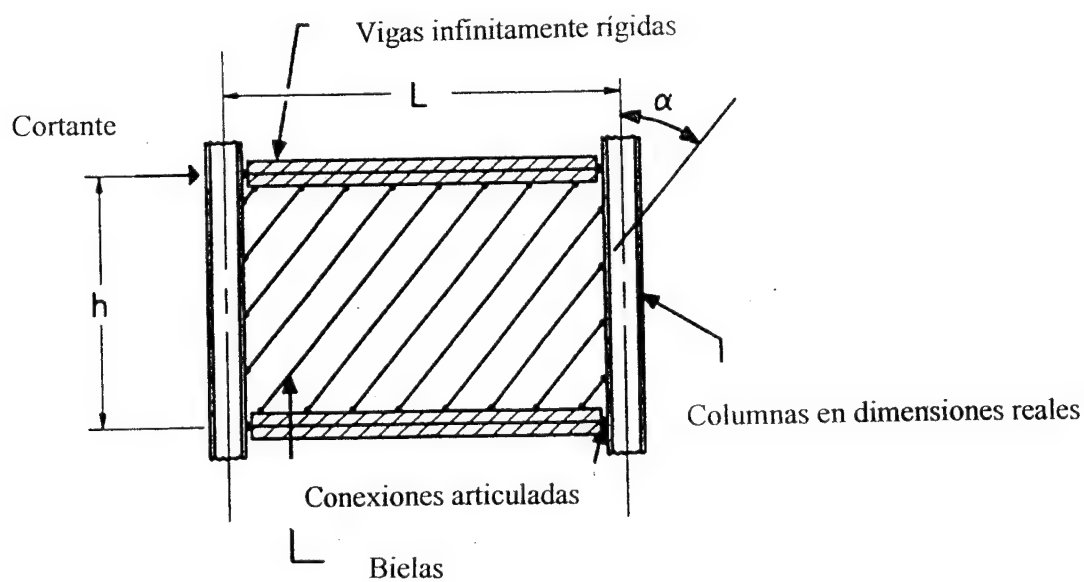


b) Perfiles de acero como miembros de bordes y viga de acoplamiento de muros de concreto.

FIGURA C-27.2. Vigas de acoplamiento



a) Analogía entre un muro con planchas de acero y una viga de acero



b) Modelo matemático de un entrepiso típico en una estructura con muros de concreto reforzados con plancha de acero

FIGURA C-27.3 MUROS REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO

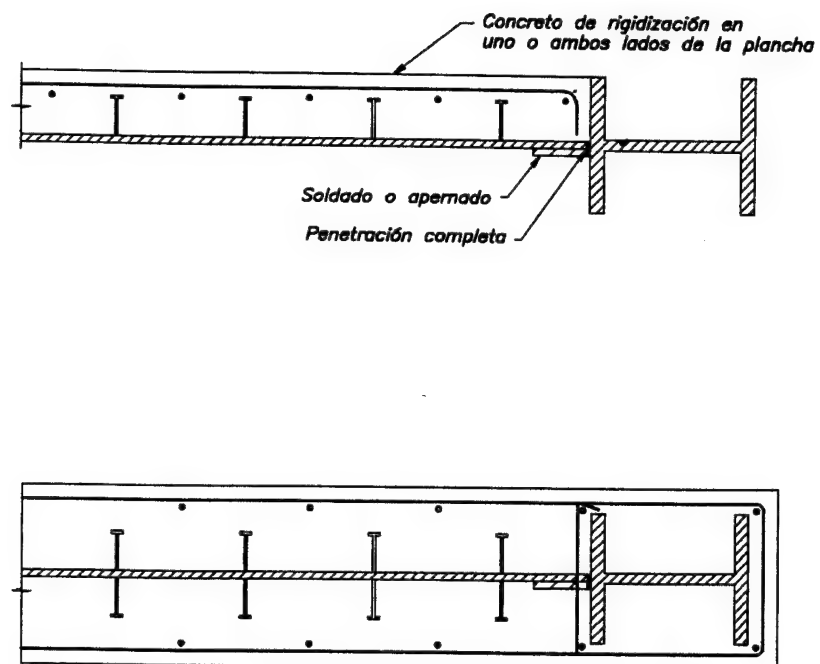


FIGURA C-27.4 DETALLES TÍPICOS DE MUROS REFORZADOS CON PLANCHAS DE ACERO

CAPÍTULO C-28 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

C-28.5 VIGAS MIXTAS ACERO - CONCRETO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Donde no se apuntalen temporalmente las vigas mixtas acero - concreto, las vigas de acero por sí solas deberán resistir todas las cargas aplicadas antes de que el endurecimiento del concreto sea suficiente para empezar a desarrollar la acción conjunta. En las vigas no apuntaladas, la flecha debida al concreto fresco, tiende a incrementar el espesor de la losa y la carga permanente. En grandes luces, esto puede conducir a efectos de inestabilidad análogos a la de los techos con agua estancada. El incremento excesivo del espesor de la losa puede ser evitado por medio de la contraflecha de la viga. Donde los sofitos metálicos no se fijen al ala superior, se considerará que el arriostramiento lateral de la viga de acero durante la construcción no es continuo y que la longitud no arriostrada puede controlar su resistencia, tal como se ha definido en el Capítulo 16.

La Norma AISC - LRFD no incluye requisitos especiales que den un margen contra la cedencia durante la construcción. La demanda máxima durante la construcción será de $0.90 F_y Z$, donde $F_y Z$ es el momento plástico. Esto es prácticamente equivalente al momento de cedencia, en efecto $0.90 F_y Z \approx 0.90 (1.1 F_y S)$, en consecuencia, el limitar la demanda durante la etapa constructiva previene contra momentos mayores que el momento cedente.

Los factores de mayoración de las cargas de construcción se determinarán para cada proyecto individual, de acuerdo con las condiciones locales, y en este sentido los factores dados en el Capítulo 10 sirven de guía. Una vez que el concreto ha endurecido, su peso se convierte en carga permanente y los factores de mayoración de la carga permanente se aplicarán a cualquier combinación de cargas o hipótesis de solicitaciones.

C-28.6 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO

C-28.6.1 Solicitaciones

Las cargas aplicadas a las vigas no apuntaladas antes del endurecimiento del concreto serán resistidas en su totalidad por la sección de acero, una vez que el concreto ha endurecido las cargas aplicadas se considerarán soportadas por la viga mixta acero - concreto. Para efectos de diseño se supone que el concreto ha endurecido cuando alcanza el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada F_c . En vigas apuntaladas durante el proceso constructivo, se supondrá que todas las cargas son resistidas por la sección mixta. Las cargas aplicadas sobre vigas mixtas continuas, provistas de conectores de corte en toda su longitud, después que la losa se agrieta en la región de momentos negativos, serán resistidas en esta región por la sección de acero y el acero de refuerzo longitudinal debidamente anclado en la losa.

Para propósitos de análisis plástico, todas las cargas se consideran resistidas por la sección mixta, debido a que la totalidad de la resistencia plástica se alcanza solamente después de una considerable cedencia en las zonas de rótulas plásticas.

C-28.6.2 Análisis elástico

Respetando la práctica usual en el proyecto de estructuras de concreto reforzado, en el análisis de las vigas continuas se usará una rigidez constante.

C-28.6.3 Distribución de las tensiones elásticas

En cualquier sección de una viga mixta acero – concreto, la distribución de las deformaciones está relacionada con el deslizamiento entre el perfil de acero y la masa de concreto. Previo a este deslizamiento, las deformaciones, tanto en el acero como en el concreto son proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección transformada elástica. Después del deslizamiento, la distribución de las deformaciones es discontinua, presentando un salto en el ala superior del perfil de acero. Las deformaciones en el acero y el concreto son proporcionales a la distancia que las separa de sus respectivos ejes neutros.

C-28.6.4 Análisis plástico

El análisis plástico de las vigas mixtas acero – concreto con conectores de corte solo podrá ser utilizado si en la zona de momentos positivos la viga tiene un alma compacta ($h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$), y cuando en la región de momentos negativos, la sección de acero es compacta, tal como se exige a las vigas de acero. No se exigen requisitos de sección compacta a las vigas de acero embutidas en concreto, pero el análisis plástico solo se permitirá cuando se desprecia la contribución directa del concreto en la resistencia de la sección; el concreto solo previene el pandeo.

C-28.6.5 Distribución de las tensiones plásticas

La ductilidad en el diseño de vigas mixtas acero – concreto está controlada por la fórmula (28-1). Satisfacer la fórmula (28-1) implica que las deformaciones en la fibra extrema del acero serán al menos cinco veces la deformación cedente antes que el concreto se aplaste a una deformación igual a 0.003. Véase el Artículo C-28.9.

C-28.6.6 Acción conjunta completa en vigas

Las investigaciones teóricas y experimentales han demostrado que para una viga de acero y una placa de concreto dadas, el incremento de la resistencia a flexión intermedio entre la acción conjunta nula y la acción conjunta completa, es directamente proporcional a la resistencia al corte desarrollada entre el acero y el concreto, es decir, al número de conectores de corte colocados. A veces puede no ser factible, o ni siquiera necesario, suministrar la acción mixta total, por lo que esta Norma reconoce dos condiciones para la acción conjunta: completa y parcial.

En el caso de momentos negativos, es la resistencia a la cedencia de las barras de refuerzo en la losa, las que determinan su máxima resistencia a la flexión. En el caso de momentos positivos, cuando se suministran suficientes conectores de corte capaces de permitir el desarrollo de la máxima resistencia a flexión, cualquier deslizamiento que pueda ocurrir previo a la cedencia es menor y de efectos despreciables sobre la resistencia y la rigidez del miembro.

C-28.6.7 Acción conjunta parcial en vigas

Los efectos de deslizamiento sobre las propiedades elásticas de una viga con acción conjunta parcial pueden ser significativos y deberán tomarse en cuenta en el cálculo de la flecha y las tensiones en el estado límite de servicio. Véase en el Comentario C-28.9 la determinación aproximada de las propiedades elásticas de vigas con acción conjunta parcial. Hansell, et al. [1978] han presentado un método simplificado.

C-28.6.8 Vigas embutidas en el concreto

Donde las dimensiones de la losa de concreto soportada por las vigas de acero son tales que la losa pueda servir como el ala de una viga T de sección mixta, y tanto el concreto como el acero están adecuadamente confinados de manera que trabajen como una unidad, la viga puede dimensionarse con las hipótesis del presente Capítulo. En este Capítulo se reconocen dos casos: el de la viga de acero totalmente embebida, las cuales depende de su adherencia para interactuar con el concreto, y aquellas que no necesitan ser embebidas porque disponen de anclajes mecánicos a la losa, como conectores de corte. Véase la Fig. C-28.1.

Los ensayos sobre vigas embutidas han demostrado que:

- 1) El embutimiento reduce drásticamente las posibilidades de inestabilidad lateral - torsional y previene el pandeo local en la sección embutida.
- 2) Las restricciones impuestas al embutimiento previenen que ocurran fallas por adherencia antes del cedimiento de la sección de acero.
- 3) La falla de adherencia no necesariamente limita la resistencia a momentos de la sección de acero embutida [ASCE, 1979]. Por lo tanto, la Norma AISC - LRFD permite dos métodos alternativos de diseño: uno basado en la primera cedencia del ala traccionada de la viga mixta, y otro basado únicamente en la capacidad de momento plástico de la sección de acero. No se imponen limitaciones de esbeltez ni a la viga mixta ni a los elementos de la sección de acero, dado que el embutimiento inhibe el pandeo local y el pandeo lateral.

En el método basado en la primera cedencia, las tensiones en la sección de acero bajo las cargas permanentes aplicadas a las vigas sin apuntalamiento antes de que el concreto se endurezca superpondrán las cargas aplicadas a la viga una vez que ha endurecido el concreto. Para las vigas apuntaladas, se supondrá que todas las cargas son resistidas por la sección mixta. En ambos métodos las cargas están debidamente mayoradas. También se supondrá la acción conjunta completa entre el concreto y el acero.

La contribución de la resistencia del concreto en la viga mixta es mayor en las regiones de momento positivo que en las de momentos negativos.

C-28.7 ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA DE CONCRETO

Conforme con los estudios teóricos y experimentales, así como por la experiencia de otras normas internacionales [ASCE, 1979], el AISC - LRFD ha eliminado cualquier referencia al espesor de la losa en la determinación del ancho efectivo. Las mismas disposiciones se aplican a vigas mixtas con losas a ambos lados que a las vigas con losas de un solo lado. Para simplificar el diseño, el ancho efectivo se ha basado en la distancia centro a centro de apoyos, tanto para las vigas isostáticas como para las continuas.

C-28.8 VIGAS VACIADAS SOBRE SOFITO METÁLICO

Los espárragos empleados para fijar el sofito metálico, se soldarán directamente a través de la misma lámina metálica o a través de agujeros precortados o cortados en la obra. El procedimiento usual es soldarlos directamente atravesando el sofito metálico, sin embargo en sofitos de espesor mayor a 1.60 mm (calibre 16) o 1.20 mm (calibre 18) , en el caso de que se superpongan láminas, o cuando el espesor total del acero galvanizado de protección sea mayor de 380 grf/m^2 (G125, según designación de la norma ASTM), se tomarán en cuenta los procedimientos y precauciones recomendados por el fabricante del espárrago. Los espesores de la capa de zinc depositados sobre láminas metálicas, comercialmente, son de 183 grf/m^2 y 273 grf/m^2 , designados como G60 y G90, respectivamente [ASTM A924; COVENIN 941, 1721].

Los parámetros que limitan el diseño de los sofitos metálicos en esta Norma (Fig. C-28.2), fueron establecidos para mantener la construcción mixta dentro de los datos experimentales disponibles [Grant, et al., 1977]. De los ensayos a escala natural realizados en Lehigh University, se derivan las siguientes recomendaciones:

- (1) Dimensiones de los espárragos: 19 mm de diámetro (3/4 plg) en largos de 75 a 180 mm.
- (2) Ancho de las nervaduras del sofito metálico: 49 a 184 mm.
- (3) Altura del nervio: 22 a 76 mm.
- (4) Relación w_r / h_r : 1.30 a 3.33.
- (5) Relación h_s / h_r : 1.50 a 3.41.
- (6) Número de espárragos en un solo nervio: 1, 2 o 3.

La resistencia del espárrago instalado sobre los nervios de la losa de concreto vaciada sobre sofito metálico con los nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero se estima, razonablemente, como la resistencia de un espárrago conector de una losa de concreto vaciada directamente, multiplicada por los valores calculados con la fórmula (28.2).

Donde los nervios del sofito metálico están orientados paralelamente a la viga que los soporta, los pocos ensayos [Grant, et al., 1977] han demostrado que la conexión de corte no está afectada significativamente por los nervios. En vista de la poca información experimental disponible, para nervios estrechos con $w_t / h_t < 1.5$, se usará como factor de reducción de la resistencia de los conectores de corte, la fórmula (28.3).

Los estudios en Lehigh [Grant et al., 1977] también indican que las fórmulas (C28-6) y (C-28.7), para la determinación del momento y el módulo de sección efectivo, respectivamente, también son aplicables a la construcción mixta con sofito metálico.

Basado en los resultados experimentales de la Universidad de Lehigh [Grant, et al., 1977] la máxima separación de los anclajes del sofito para resistir levantamiento se incrementa de 400 mm a 460 mm para permitir la incorporación de las nuevas configuraciones de sofites metálicos.

Usualmente las instalaciones eléctricas y otras canalizaciones similares se colocan sobre el sofito metálico, perpendicular a los nervios del mismo, que parcial o totalmente reemplazan la sección de concreto sobre el sofito. Estas trincheras que corren paralelas o transversalmente a las vigas de sección mixta, pueden reducir la efectividad del ala de concreto. A menos que se tomen previsiones especiales para reemplazar el concreto desplazado por la trinchera, éstas se deberán considerar como una discontinuidad completa en el ala de concreto.

Cuando las trincheras son paralelas a la viga mixta, el ancho efectivo del ala se determinará a partir de la posición conocida de estas trincheras.

Las trincheras orientadas transversalmente a una viga de sección mixta, en lo posible, se localizarán en las áreas de menor momento y los conectores de corte se dispondrán entre la trinchera y el punto de máximo momento positivo. Cuando la trinchera no pueda ser ubicada en una zona de momentos menores, la viga se diseñará como una viga de acero, sin incorporar la acción colaborante del concreto.

C-28.9 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

C-28.9.1.2 Vigas con conectores de corte

Esta Sección se aplicará a las vigas mixtas acero – concreto con conectores de corte, isostáticas o continuas, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

C-28.9.1.2.1 Momentos positivos

La resistencia a flexión de una viga mixta en la región de momento positivo puede ser limitada por la capacidad plástica de la sección de acero, la capacidad de la losa de concreto, o la de los conectores de corte. Adicionalmente, donde el alma sea esbelta y con una significativa porción del alma comprimida, el pandeo del alma puede limitar la resistencia a flexión.

De acuerdo con la Tabla 4.1, el pandeo local del alma no reduce la resistencia plástica de una viga de acero siempre que la relación ancho / espesor del alma sea menor que $h/t_w \leq 3.7\sqrt{E/F_{yf}}$. En ausencia de investigación sobre el pandeo del alma en vigas mixtas acero - concreto, se ha mantenido,

conservadoramente, el mismo requisito para las vigas mixtas acero - concreto. Además, para muchas almas esbeltas, la Norma AISC - LRFD conservadoramente adopta la primera cedencia como el límite de la resistencia a flexión. En este caso, las tensiones de la sección de acero solicitadas por las cargas permanentes mayoradas en vigas no apuntaladas antes de que el concreto haya endurecido se superpondrán a las tensiones de la sección mixta causadas por las cargas mayoradas aplicadas después del endurecimiento del concreto. Para las vigas apuntaladas, todas las cargas serán resistidas por la sección mixta.

Donde se establezca la primera cedencia como el límite de la resistencia a flexión, se usará la sección transformada elástica para calcular las tensiones en la viga mixta. La relación modular $n = E / E_c$ a utilizar dependerá del peso unitario y la resistencia del concreto. Es oportuno destacar que este procedimiento para vigas de sección compacta difiere de los requisitos de la Norma AISC- ASD 89.

Distribución plástica de las tensiones

En la distribución plástica de las tensiones la fuerza de compresión C en la losa de concreto será el menor valor entre :

$$C = A_{sw} F_{yw} + 2 A_{sf} F_{yf} \quad (C-28.1)$$

$$C = 0.85 F_c A_c \quad (C-28.2)$$

$$C = \Sigma V_{ac} \quad (C-28.3)$$

Para vigas de sección homogénea, la fórmula (C-28.1) se transforma en $C = A_s F_y$.

En las fórmulas (C-28.1) a (C-28-3):

A_c = Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo.

A_r = Área del acero de refuerzo apropiadamente anclado paralelo a la viga de acero y dentro del ancho efectivo de la losa.

A_s = Área de la sección transversal de acero.

A_{sw} = Área del alma de acero.

A_{sf} = Área del ala de acero.

F_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto.

F_y = Resistencia cedente mínima especificada para el acero.

F_{yr} = Resistencia cedente mínima especificada para el acero de refuerzo de la losa de concreto.

F_{yw} = Resistencia cedente mínima especificada para el alma de acero.

F_{yf} = Resistencia cedente mínima especificada para el ala de acero.

ΣV_{ac} = Suma de la resistencia teórica de los conectores de corte, entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo.

A menos que el diseño esté controlado por la fórmula (C-28.2), se despreciará la contribución del acero de refuerzo longitudinal en la losa de concreto a la fuerza de compresión. Cuando controle la fórmula (C-28.2), se sumará a C el producto de $A_r F_{yr}$.

La profundidad del bloque de compresión está dada por la siguiente fórmula:

$$a = \frac{C}{0.85 F_c} b \quad (C-28.4)$$

donde b es el ancho efectivo de la losa de concreto. Cuando la acción conjunta sea total, C corresponderá a las fórmulas (C-28.1) o (C-28.2), mientras que si la acción conjunta es parcial, C estará controlada por la fórmula (C-28.3).

Dependiendo del valor de C, el eje neutro de la distribución plástica de las tensiones se ubicará en el alma, en el ala superior del perfil de acero o en la losa de concreto.

Para la distribución de tensiones mostrada en la Figura C-28.3, la resistencia plástica teórica a momentos positivos está dada por la siguiente fórmula, aplicable a vigas de acero homogéneas e híbridas, simétricas alrededor de uno o dos ejes:

$$M_t = C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \quad (C-28.5)$$

donde

P_y = Resistencia a tracción de la sección de acero.
Para vigas de sección homogénea $P_y = A_s F_y$.

d_1 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de compresión en el concreto al tope de la sección de acero.

d_2 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de compresión en la sección de acero al tope de la sección de acero. Si no hay compresión en la sección de acero, $d_2 = 0$.

d_3 = Distancia entre el punto de aplicación de P_y y el tope de la sección de acero.

Propiedades Elásticas aproximadas de las vigas mixtas con acción conjunta parcial

En los estados límites de agotamiento resistente y de servicio de las vigas mixtas acero – concreto con acción conjunta parcial, se incluirán los efectos del deslizamiento. El momento de inercia efectivo, I_{ef} , y el módulo de sección efectiva, S_{ef} , referido al ala traccionada, se calcularán con las siguientes fórmulas aproximadas:

$$I_{ef} = I_s + \sqrt{(\Sigma V_{ac} / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (C-28.6)$$

$$S_{ef} = S_s + \sqrt{(\Sigma V_{ac} / C_f)} (S_{tr} - S_s) \quad (C-28.7)$$

donde

I_s = Momento de inercia de la sección de acero estructural.

I_{tr} = Momento de inercia de la sección transformada no agrietada considerando acción conjunta total.

ΣV_{ac} = Suma de la resistencia teórica de los conectores de corte, entre el punto de momento máximo positivo y los puntos de momento nulo.

C_f = Fuerza de compresión en la losa de concreto considerando la acción conjunta completa; el menor valor resultante entre las fórmulas (C-28.1) y (C-28.2).

S_s = Módulo de sección de la sección de acero estructural, referido al ala traccionada.

S_{tr} = Módulo de sección de la sección transformada no agrietada considerando acción conjunta total, referido al ala traccionada.

Los estudios [Grant et al., 1977] indican que estas fórmulas reflejan adecuadamente la reducción en resistencia y rigidez de las vigas mixtas cuando se colocan menos conectores de corte que los requeridos para la acción conjunta total. Con el fin de prevenir deslizamiento excesivo así como pérdidas sustanciales de rigidez en la viga, no se usarán las fórmulas (C-28.1) y (C-28.2) para valores de $\Sigma V_{ac} / C_f < 0.25$.

C-28.9.1.2.2 Momentos negativos

La resistencia a flexión en las regiones de momento negativo será la resistencia de la viga de acero o la resistencia plástica de la sección mixta constituida por el refuerzo longitudinal de la losa de concreto y la sección de acero.

Distribución plástica de las tensiones

Donde una sección compacta esté adecuadamente arriostrada, el acero de refuerzo longitudinal tenga la longitud de desarrollo y los anclajes adecuados, y actúan en acción conjunta en la región de momento negativo, la resistencia teórica a flexión está determinada por la distribución plástica, tal como la que se muestra en la Figura C-28.4.

La fuerza de tracción en las barras de refuerzo será el menor valor entre:

$$T = A_r F_{yr} \quad (C-28.8)$$

$$T = \Sigma V_{ac} \quad (C-28.9)$$

Se podría considerar un tercer límite teórico para T , el producto del área por la tensión de cedencia de la sección de acero, pero este límite es redundante en vista de las limitaciones plásticas del reforzamiento de la losa.

El momento plástico nominal de una sección mixta en flexión negativa está dada por la siguiente fórmula:

$$M_t = T (d_1 + d_2) + P_{yc} (d_3 - d_2) \quad (C-28.10)$$

donde

P_{yc} = Resistencia a compresión de la sección de acero.
Para una sección homogénea $P_{yc} = A_s F_y$.

d_1 = Distancia medida desde el baricentro del refuerzo longitudinal en la losa de concreto al tope de la sección de acero.

d_2 = Distancia medida desde el baricentro del bloque de tracción en la sección de acero al tope de la sección de acero.

d_3 = Distancia entre el punto de aplicación de P_{yc} y el tope de la sección de acero.

C-28.9.2 Resistencia a corte

Conservadoramente se ha asignado toda la capacidad de resistir el corte vertical al alma de la sección de acero. De manera que se simplifica el diseño al despremiar cualquier contribución de la losa de acero.

La fuerza de compresión en la porción de la losa exterior al plano de corte, mostrado en la Fig. C-28.5, requiere que se desarrolle totalmente V_u en estos planos. La expresión de la resistencia al corte está basada en los trabajos de Mattock[1974].

C-28.11 ARMADO DE LA LOSA DE CONCRETO INTERCONECTADA A LA VIGA DE ACERO

C-28.11.2 Refuerzo transversal

La experiencia ha demostrado que el agrietamiento longitudinal de la losa de concreto perjudica el comportamiento bajo condiciones de servicio de las vigas mixtas acero - concreto. Por este motivo se recomienda reforzar la losa en la dirección transversal a la sección de acero que la soporta. El área del refuerzo a ser distribuido uniformemente será al menos 0.002 veces el área de concreto en la dirección longitudinal de la viga.

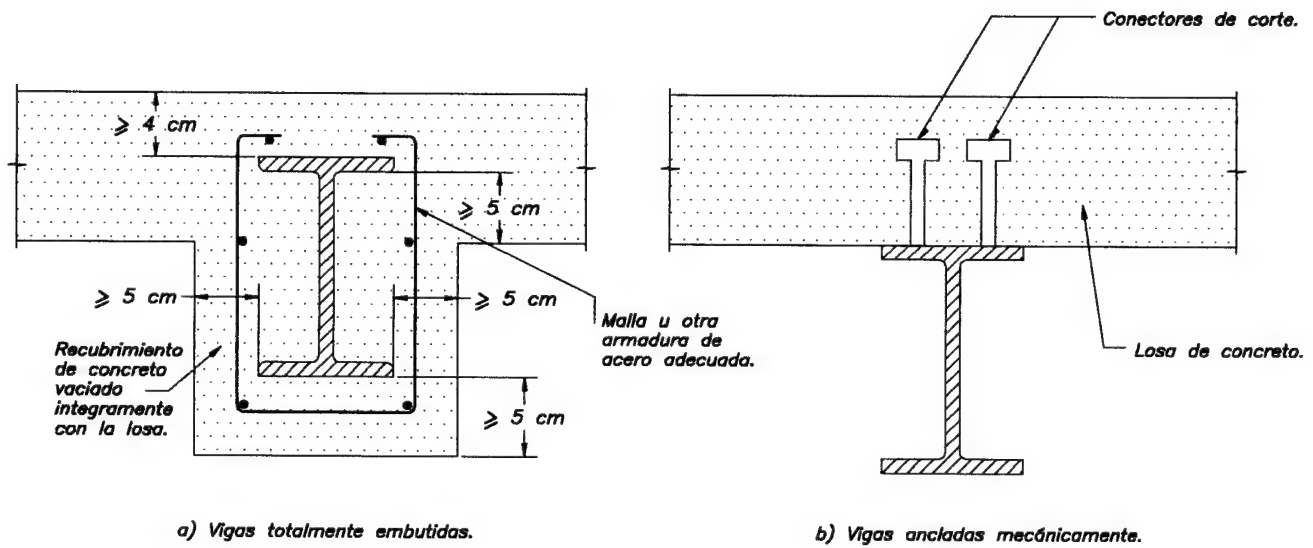


FIGURA C-28.1. Vigas de sección mixta acero-concreto.

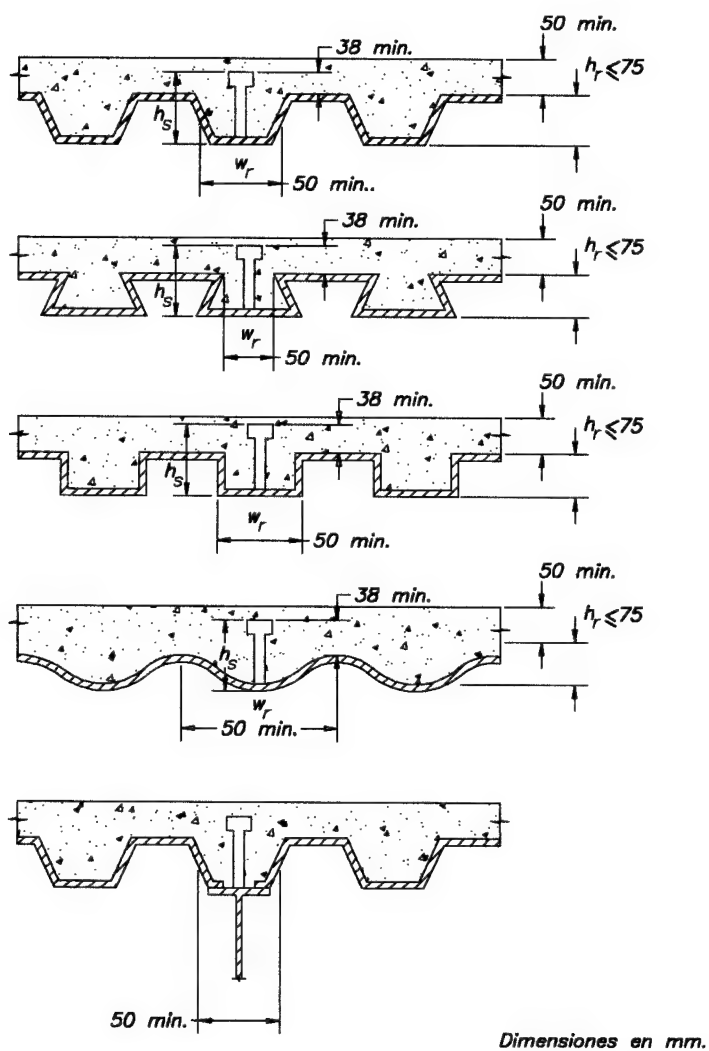


FIGURA C-28.2. Requisitos para soportes de acero.

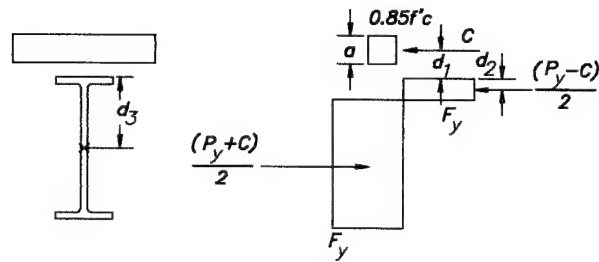


FIGURA C-28.3. Distribución plástica para momento positivo en vigas de sección mixta

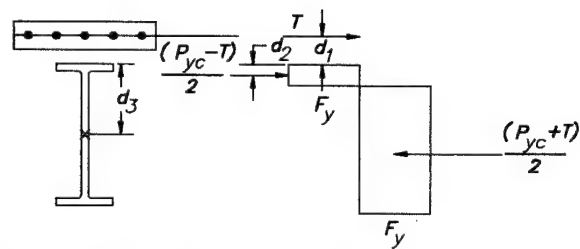
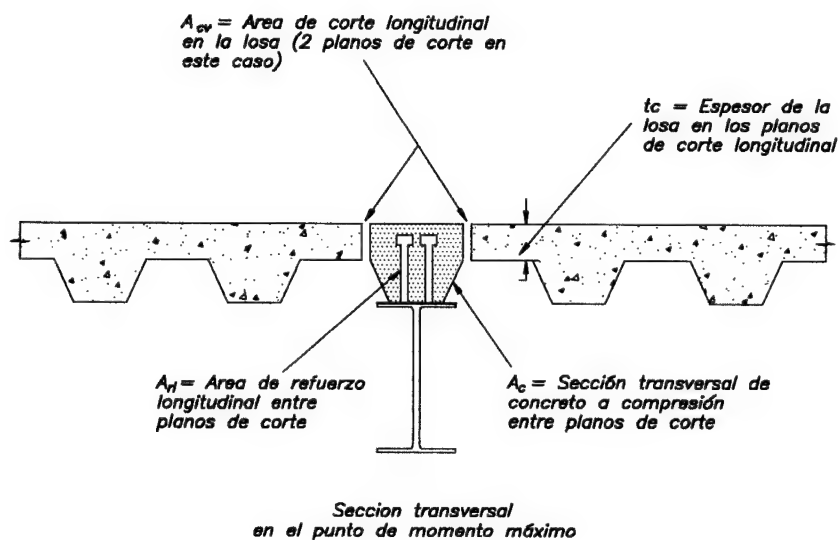
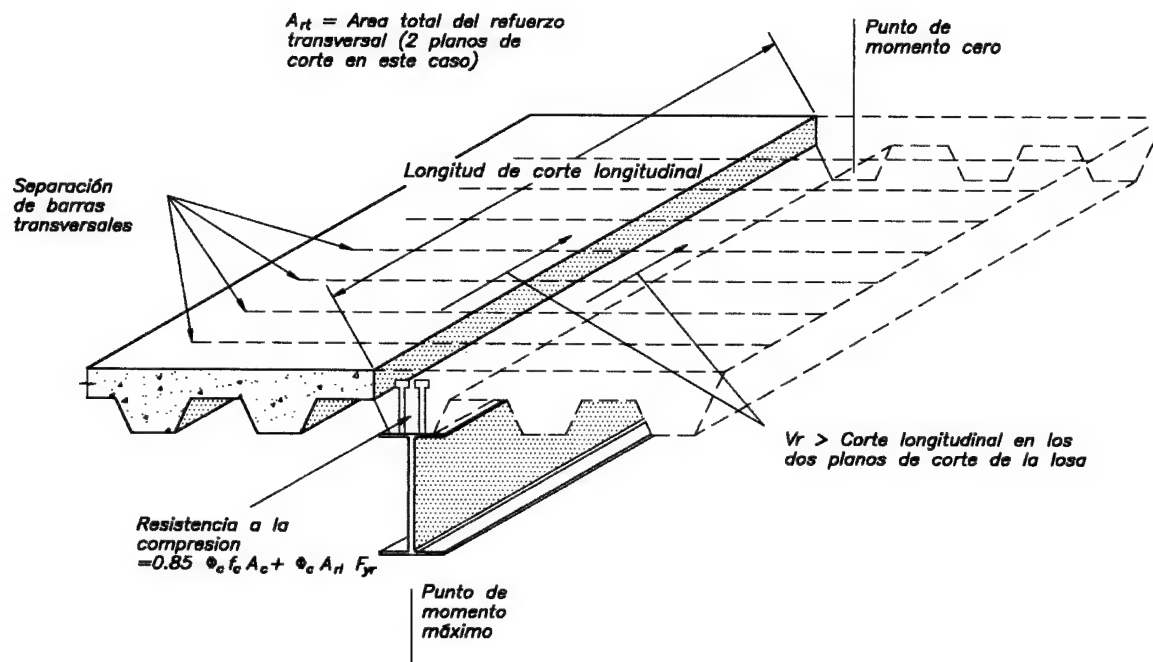


FIGURA C-28.4. Distribución plástica para momento negativo en vigas de sección mixta.



Demanda: $V_U = \sum q_f - 0.85 \phi_c f_c A_c - \phi_c A_{rt} F_{yr}$

Capacidad: $V_r = 0.80 \phi_c A_{rt} F_{yr} - 2.76 \quad A_{cv} \leq 0.5 \phi_c f_c A_{cv}$

FIGURA C-28.5. Planos potenciales de corte longitudinal.

CAPÍTULO C-29 LOSAS MIXTAS ACERO - CONCRETO

C-29.1 ALCANCE

Las disposiciones de este Capítulo están orientadas al uso de las láminas de acero formadas en frío, con resaltos en su superficie especialmente diseñadas para garantizar la adherencia con el concreto, y tiene su fundamento en la práctica y en ensayos de laboratorio.

Las losas mixtas acero - concreto utilizan sofitos de acero galvanizado que tienen algún tipo de trabamiento mecánico con el relleno de concreto. Los sofitos que no tengan dispositivos de trabamiento mecánico no serán usados en las losas de sección mixta aquí definidas. Este trabamiento mecánico es suministrado por mecanismos de transferencia de corte o por el perfil geométrico del sofito o por una combinación de ambos. El trabamiento mecánico y/o perfil del sofito deberá suministrar la resistencia a la separación vertical y el deslizamiento horizontal entre las superficies de los dos materiales. La adherencia a la superficie por si misma, como por ejemplo en sofitos lisos sin ningún tipo de resaltos, no se considera suficiente para la acción conjunta acero - concreto. Son ejemplos de dispositivos de transferencia de corte los embosados (verticales, horizontales, inclinados, o una combinación de tales direcciones), alambres de transferencia, arandelas o dispositivos similares soldados, planchas perforadas, etc.

Los sofitos de acero galvanizado tienen su principal aplicación en los sistemas de piso mixtos acero - concreto, porque sirven como :

- (1) Plataforma de trabajo para equipos, materiales y mano de obra durante la construcción.
- (2) Suministran soporte para fijar los plafones o servir ellas mismas como acabado de los pisos.
- (3) Permiten las canalizaciones eléctricas, y
- (4) Soportan lateralmente las alas de las vigas que los soportan.

Los sofitos pueden trabajar como encofrados durante la etapa de vaciado del concreto fresco, en cuyo caso, deben diseñarse para que sean capaces de resistir por sí mismas su peso propio, el de las cargas de construcción y el del concreto fresco. Una vez que endurece el concreto, será la losa de concreto armado la encargada de soportar todas las cargas que actúen sobre ella. Cuando la losa mixta acero - concreto se diseña para la vida útil de la estructura, es conveniente, aprovechar las propiedades colaborantes del sofito de acero expresamente fabricado para esta función, incorporándolo como refuerzo de la losa en la zona de momentos positivos o formando parte del ala de una viga de sección mixta, como se explicó en el Capítulo 28.

C-29.2 MATERIALES

C-29.2.1 Aceros

Las calidades y grados de acero estructural recomendados para los sofitos metálicos son los más usuales. Otros aceros aprobados para este uso se encuentran en la norma para perfiles formados en frío [AISI,1996].

Usualmente estas láminas están galvanizadas en caliente, con espesores de capa de zinc G60 (183 grf/m²), G90 (273 grf/m²) como está especificado en las Normas ASTM A924 y COVENIN 941 y 1721. Para algunas aplicaciones especiales pueden requerirse galvanizaciones más pesadas (G125 o más). Cuando se utiliza en ambientes corrosivos, como mínimo se usará una galvanización G60. Las condiciones superficiales del acero suplementario de refuerzo cumplirá con los requisitos de los Artículos 3.5 y 7.4 de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

Las propiedades de la sección de acero se calculará conforme a las normas para perfiles formados en frío del American Iron and Steel Institute [AISI 1996] o del Steel Deck Institute [SDI, 1987].

C-29.2.2 Concreto

Las Normas de concreto COVENIN – MINDUR 1753 y ACI 318 establecen requisitos para el tamaño máximo de los agregados relacionados con las separaciones y diámetro de las barras de refuerzo.. Estas limitaciones en el tamaño de los agregados es necesaria para poder asegurar el embutimiento de las barras de refuerzo y la penetración dentro de los nervios o perforaciones del sofito metálico. Adicionalmente, la gradación de los agregados y las proporciones de la propia mezcla de concreto son importantes para lograr la consistencia y resistencia deseada para el concreto.

En las secciones que utilizan planchas perforadas como mecanismo de transferencia de corte, el tamaño máximo del agregado deberá ser menor que el agujero, para prevenir cualquier posible obturación por piezas grandes del agregado que restrinja el flujo adecuado del concreto a través del agujero.

El sofito por si mismo puede restringir el tamaño de los agregados . Por ejemplo las que la geometría o separación de las corrugaciones impongan. También puede ser en relación a la altura mínima del concreto sobre el sofito.

C-29.4 ESPESOR DE LA LOSA MIXTA ACERO – CONCRETO

Estructuralmente el espesor mínimo del recubrimiento de concreto sobre el sofito metálico esta dictado por el acero de refuerzo requerido por retracción y temperatura , y por la rigidez de la losa. Cuando las losas trabajan conjuntamente con las vigas que la soportan mediante conectores de corte soldados a la viga a través del sofito, el espesor de la losa será el establecido en el Artículo 28.7. Por razones de protección contra el fuego, el espesor del concreto sobre el sofito metálico puede ser mayor que el requerido estructuralmente, véase el UBC 97 [ICBO, 1997].

C-29.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Los requisitos de esta Norma son considerados como mínimos. En algunos casos, las condiciones constructivas y de diseño, podrán dictar requisitos más exigentes que los dados aquí. El diseño de losas de sección mixta está basado fundamentalmente en sus características resistentes en una sola dirección, que es paralela a las corrugaciones del sofito. Sin embargo pueden requerirse consideraciones de distribución de las cargas en la dirección transversal, como ocurre por ejemplo con los efectos de las cargas concentradas, la temperatura, la retracción, las perforaciones para permitir el paso de ductos y tuberías, etc..

C-29.5.1 Etapa de construcción

Las cargas de construcción dadas en esta Norma son consideradas como las cargas mínimas aplicadas al sofito durante la construcción, si existieran otras cargas, más grandes, deberán ser apropiadamente modificadas y tomadas en cuenta en el diseño del sofito.

El método de diseño de sofites cargados previamente al endurecimiento del concreto se basa en principios elásticos. Una vez que el concreto ha endurecido, se aplicarán los principios de diseño de concreto reforzado según la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753, basada en el Código ACI 318. Las disposiciones de esta Norma están orientadas a aplicaciones en edificaciones por cuanto su uso en puentes carreteros se hará de conformidad a lo dispuesto en la Norma AASHTO.

C-29.5.2 Etapa de uso

Los factores de minoración de la resistencia teórica difieren de los de las normas de concreto COVENIN – MINDUR 1753 y ACI 318. La magnitud de estos valores varía de acuerdo con el modo de falla y su comportamiento previo a ésta. La mayoría de las fallas de adherencia por corte reportadas en los laboratorios ocurren súbitamente, por esto se adoptó un valor de 0.75, menor que en el empleado convencionalmente en concreto para la falla por corte [ASCE, 1992].

C-29.6.1 Resistencia al corte por adherencia

Es absolutamente esencial establecer de manera experimental las características de adherencia en cualquier sistema de losa mixta acero - concreto. Los ensayos se deben realizar de acuerdo con los detalles dados por la American Society of Civil Engineers [ASCE, 1992] o por el Canadian Sheet Building Institute [CSSBI, 1988a]. Los ensayos de laboratorio simulan lo más posible las condiciones que se dan en la práctica constructiva. Como se muestra en la Figura C-29.1, estos ensayos se realizan sobre componentes a tamaño natural del sistema de piso. Variando el espesor de la lámina metálica, el espesor de la losa de concreto, la distancia entre los apoyos, y la distancia entre la carga aplicada y los apoyos, se consiguen cubrir el rango de parámetros que afectan el comportamiento y resistencia del sistema, y obtener los datos necesarios para desarrollar las tablas de diseño [ASCE, 1992; CSBI, 1988 b].

Las fórmulas se han determinado para la resistencia al corte en los extremos de las losas con corrugaciones paralelas al tramo. El corte en la dirección transversal usualmente no controla a menos que se tengan cargas concentradas y otras condiciones especiales.

C-29.6.2 Resistencia a la flexión

Las fórmulas de diseño están basadas en el comportamiento de losas con cargas uniformemente repartidas y cuya acción de losa es en la dirección de los resaltos del sofito metálico. En el caso especial de cargas concentradas, se considerará el efecto de la distribución transversal de las cargas [ASCE, 1992; CSBI, 1988b]. En la Fig. C-29.2 se identifican las variables utilizadas en las fórmulas de esta Sección.

Usualmente las losas de sección mixta son diseñadas de manera que el mismo sofito suministre el acero de refuerzo positivo para los momentos debidos a las cargas de servicio. Sin embargo, se necesitará acero de refuerzo adicional para los momentos negativos, los efectos de retracción y fluencia, aberturas en los pisos, o acción de placa. En el caso de voladizos, el acero del sofito actúa básicamente como un encofrado y por lo tanto deberá suministrarse acero en la cara traccionada de la losa. En la colocación del acero de refuerzo, se deberán considerar aquellas hipótesis de solicitaciones que puedan invertir el sentido de los momentos.

C-29.7 LOSAS CONTINUAS

Constructivamente, los sofitos de acero se colocan apoyados sobre tres o más apoyos, aunque se hayan calculado como losas simplemente apoyadas, por lo que se llama la atención sobre el agrietamiento en la zona de los apoyos, a menos que se disponga de acero de refuerzo para los momentos negativos. Cuando las losas trabajan como tramos simples independientes, la rotación sobre los apoyos requiere de acero de refuerzo para controlar el tamaño de las grietas. Este acero se mantendrá cerca de la superficie de la losa, con un recubrimiento de 2 cm. No se considerará que este refuerzo suministra continuidad para resistir los momentos negativos. Este refuerzo sobre los apoyos puede consistir de malla de acero cuyas barras pueden ser lisas o con resaltos, y usualmente no se toma en cuenta en el análisis de la resistencia de la sección. Las grietas pequeñas, del tamaño de un cabello humano, en la cara superior de la losa sobre los apoyos no afectan la resistencia de corte por adherencia o comportamiento bajo cargas de servicio de la losa.

Especial consideración se dará a la localización o ubicación de las juntas de construcción, para asegurar la continuidad estructural y controlar el agrietamiento. La localización de las juntas de construcción no interferirá con el anclaje de los conectores de corte.

C-29.8 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

C-29.8.1 Flecha

En las losas mixtas acero - concreto, ambos materiales trabajan conjuntamente, sirviendo el sofito metálico de acero de refuerzo en las secciones solicitadas a momentos positivos. Para la determinación de las propiedades, se transformará las áreas de acero en áreas equivalentes de concreto multiplicándolas por la relación modular, $n = E / E_c$, siendo E_c el módulo de elasticidad del concreto calculado según la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1753.

Bajo cargas de servicio, muchos segmentos de la losa permanecen sin agrietamiento en una porción significativa tanto de su espesor como de su luz, por lo que son considerablemente más rígidas que una losa totalmente agrietada. Sin embargo el suponer que la sección no está agrietada puede resultar no conservador en la estimación de las flechas. Una aproximación más cercana a la realidad es la de

considerar el promedio de las propiedades de las secciones agrietadas y no agrietadas, tal como se detalla en el Apéndice E.

Se han adoptado los mismos valores que la Sección 9.5 de la Norma COVENIN - MINDUR 1753, a menos que se adopten las relaciones luz/ altura, L/h , dadas en el Artículo 29.4.

Las flechas se calcularán en el estado límite de servicio, con cargas sin mayorar, y con las propiedades inerciales indicadas en la Sección C-29.8.1.

C-29.9 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO

C-29.9.2 Punzonado

El corte por punzonado puede ser un problema cuando se aplican cargas pesadas concentradas en áreas pequeñas. La Figura C-29.3 ilustra la sección crítica a considerar para aplicar las fórmulas (29-13).

C-29.9.3 Efecto de placa

Las losas mixtas acero - concreto trabajarán como placas, es decir, en dos direcciones cuando están sometidas a cargas pesadas concentradas. En tales casos se deberá colocar acero de refuerzo, bien en forma de malla electrosoldada o de barras convencionales. Los alambres transversales usados como mecanismos de transferencia de corte no se utilizarán como acero de refuerzo transversal a menos que su efectividad sea determinada mediante ensayos.

También se requiere de acero de refuerzo cuando existan discontinuidades en la losa de piso, tales como las debidas a pasos de grandes ducterías. Cuando se dispongan los ductos dentro de la losa, transversalmente a las corrugaciones del sofito metálico, especial consideración se dará a sus efectos sobre la resistencia a flexión y la adherencia por corte.

C-29.9.4 Cargas repetidas o efectos dinámicos

La resistencia del sistema a los efectos de cargas repetidas se determinará experimentalmente, pudiéndose utilizar los criterios establecidos en la Sección 29.6.1. Los resultados experimentales publicados indican que en muchos casos los sistemas de losas mixtas acero - concreto trabajan adecuadamente en fatiga con una pequeña reducción en su resistencia [Mouw, K.W., 1969; Abdel-Sayed, G. Et al., 1974; Abendroth, R.E., Porter, M.L., 1989].

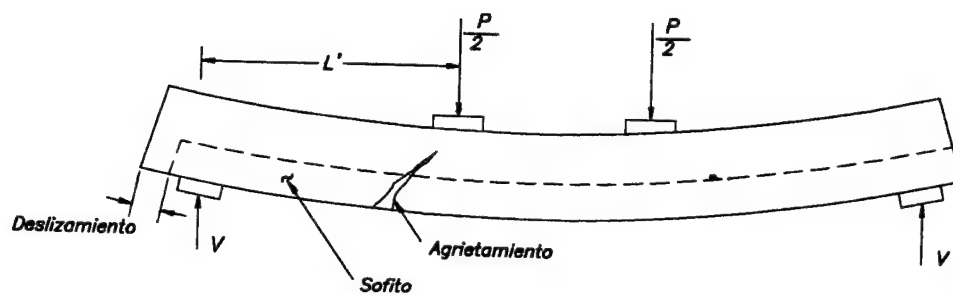


FIGURA C-29.1. Falla típica de corte por adherencia durante un ensayo.

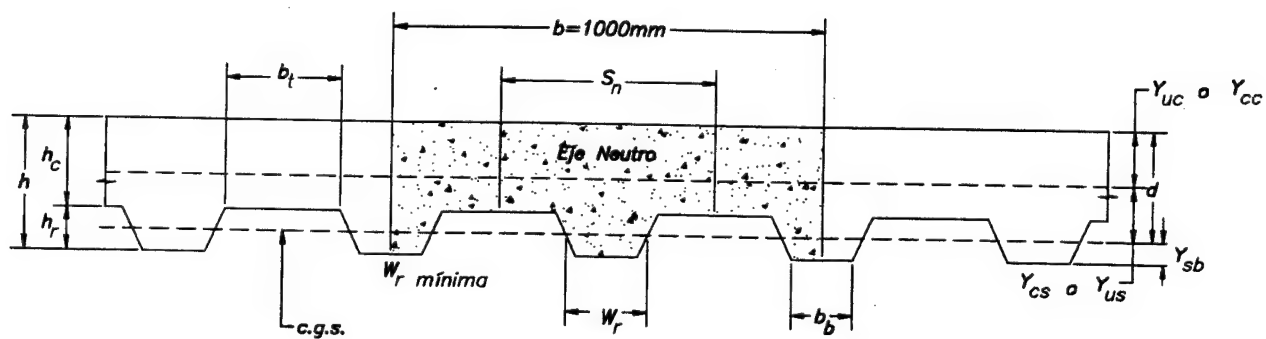


FIGURA C-29.2. Definición de variables en una losa mixta acero-concreto.

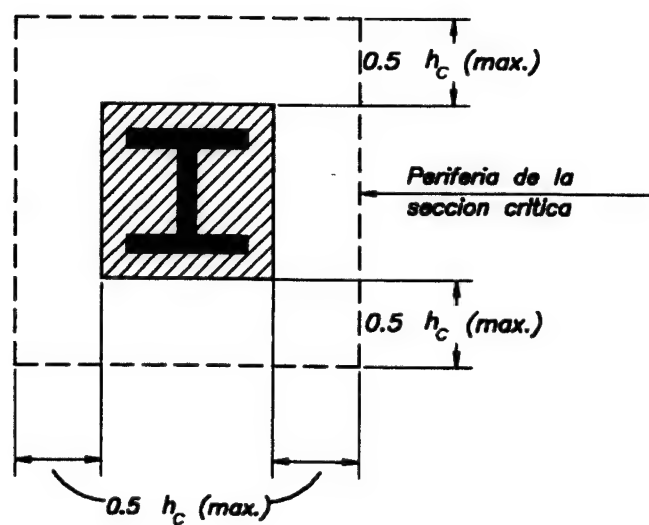


FIGURA C-29.3. Sección crítica de corte por punzonado.

CAPÍTULO C-30 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE MIXTAS ACERO – CONCRETO

C-30.1 ALCANCE

Actualmente existen pocas normas que cubran el diseño y detallado de las conexiones mixtas acero – concreto. Sin embargo los ensayos han demostrado su uso potencial en ingeniería sismorresistente, debido a sus ventajas comparativas con relación a las conexiones tradicionales en acero o en concreto. Las conexiones mixtas acero - concreto, minimizan el uso de rigidizadores y de grandes soldaduras, a la vez que resuelven los problemas de anclaje de las barras de refuerzo [Viest, I.M., et al., 1997; Griffiths, 1992b; Goel, 1993, 1992a; Dierlein, G.G. et al., 1989]. Las disposiciones del presente Capítulo intentan ayudar a la estandarización y mejora del diseño de estas conexiones, estableciendo las bases del comportamiento que se necesitan para formular modelos de diseño sismorresistente.

C-30.3 CRITERIOS DE DISEÑO

C-30.3.1 Transferencia de fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado

En general, las fuerzas entre el acero estructural y el concreto reforzado se transferirán por una combinación de adherencia, fricción y aplastamiento directo. La resistencia no puede ser calculada únicamente por adherencia, porque este mecanismo no es efectivo durante las cargas inelásticas reversibles y porque la efectividad de la transferencia de cargas es muy variable dependiendo de las condiciones de la superficie de acero y la retracción en el concreto. Como las fórmulas de transferencia de corte por fricción del ACI han sido obtenidas de ensayos monotónicos, el AISC ha considerado prudente reducirlas en un veinticinco por ciento (25%) para la condición de grandes tensiones inelásticas reversibles.

C-30.3.6 Refuerzo transversal en los nodos adyacentes a columnas o muros

Las barras de refuerzo en las zonas adyacentes a los nodos cumplen la doble función de resistir las tensiones internas y confinar el concreto. Los requisitos de confinamiento se basan en modelos empíricos a partir de datos experimentales y del desempeño de la estructuras en el pasado [ACI, 1991; Kitayama et al., 1987].

CAPÍTULO C-31 CONECTORES DE CORTE

C-31.2 MATERIALES

Los ensayos han demostrado que las vigas mixtas acero - concreto diseñadas para acción conjunta total son capaces de desarrollar la totalidad de su capacidad flexional, cuando el concreto cumple con los requisitos establecidos por el ACI [Ollgaard et al., 1971].

C-31.3 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL

En las investigaciones experimentales, las vigas mixtas acero – concreto en las cuales se varió la separación longitudinal de los conectores de corte de acuerdo a la magnitud de la fuerza cortante estática, y las vigas gemelas en donde los conectores requeridos se distanciaron uniformemente, han mostrado la misma resistencia de agotamiento y la misma magnitud de la flecha ante las cargas de servicio usuales. Solamente se necesita una pequeña deformación en el concreto y en los conectores de corte más fuertemente tensionados, para redistribuir la fuerza cortante horizontal a los otros conectores de corte menos tensionados. La consideración más importante es que el número total de conectores colocados a cada lado de la sección de momento máximo sea suficiente para desarrollar la acción conjunta con la cual se cuenta en esa sección. Los requisitos de esta Norma se basan en este concepto de la acción conjunta acero – concreto.

En el cálculo del módulo de sección en las secciones de momento negativo máximo puede incluirse la contribución de los acero de refuerzo paralelos a la viga de acero que estén dentro del ancho efectivo de la losa, siempre que tal refuerzo esté anclado adecuadamente más allá de la zona de momentos negativos. Sin embargo, se requieren suficientes conectores de corte para transferir desde la losa a la viga de acero la resistencia de agotamiento a la tracción de dicho refuerzo.

C-31.4 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO ESPÁRRAGO

La fórmula de diseño fue obtenida por Ollgaard et al. [1971] y corresponde a los valores tabulados en la Tabla I4.2 de la Norma AISC-ASD 1989. Esta fórmula reconoce la evidencia experimental de que la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto, sea concreto de peso normal o concreto con agregados livianos, determinan la capacidad del conector. Por otra parte se ha establecido como límite superior la resistencia misma del conector.

La Norma AISC - LRFD no establece un factor de minoración para la resistencia teórica de los conectores de corte porque el factor de minoración que se aplica a la resistencia teórica a flexión de las vigas mixtas acero - concreto, toma en cuenta todas las fuentes de variabilidad, incluyendo aquellos asociados con los conectores de corte.

C-31. 5 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL LAMINADOS EN CALIENTE

La fórmula (31.2) es una modificación de la fórmula desarrollada por Slutter y Driscoll [1965]. La modificación extiende su uso a concreto elaborados con agregados livianos.

C-31.7 COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DE LOS CONECTORES DE CORTE

Se permite una distribución uniforme de los conectores de corte excepto en presencia de cargas puntuales pesadas.

Los espárragos soldados no localizados directamente sobre el alma de las vigas tienden a desprenderse de las alas delgadas antes de alcanzar su plena capacidad de resistencia al corte. Para protegerse de esta contingencia, se limita el diámetro de los espárragos no colocados sobre el alma de la viga a un valor no superior a 2.5 veces el espesor del ala [Goble, 1968].

Los ensayos han demostrado que el recubrimiento de concreto a los lados de un conector de corte tipo espárrago adyacente a los lados del nervio del sofito metálico no afectan la resistencia de la viga de sección mixta. En estos ensayos los conectores se han instalado tan cerca de los nervios como lo permite una correcta soldadura de los conectores.

La separación mínima entre conectores a lo largo de la longitud de la viga, tanto en losas vaciadas directamente como si se usa sofito metálico con sus nervios paralelos a la viga, es de 6 diámetros. Esta separación refleja el desarrollo de planos de corte en la losa [Ollgaard et al., 1971]. Mucho de los datos experimentales están basados en la separación transversal mínima permitida de 4 diámetros. Si las alas de la viga son estrechas, se podrá cumplir con esta exigencia disponiendo los pernos al tresbolillo con una separación transversal de 3 diámetros, tal como se muestra en la Figura C-31.1. El factor de minoración de la capacidad de los conectores colocados en los nervios de los sofitos metálicos, incluye el factor $0.85 / \sqrt{n_r}$, para tomar en cuenta la reducción en la capacidad conectores múltiples y el efecto de separación. Cuando los nervios son paralelos a la viga y en el diseño se requieren más conectores que los que puede alojar el nervio metálico, se cortará el sofito metálico para adecuar la instalación de los espárragos al espacio disponible, tal como se ilustra en la Figura C31.1.

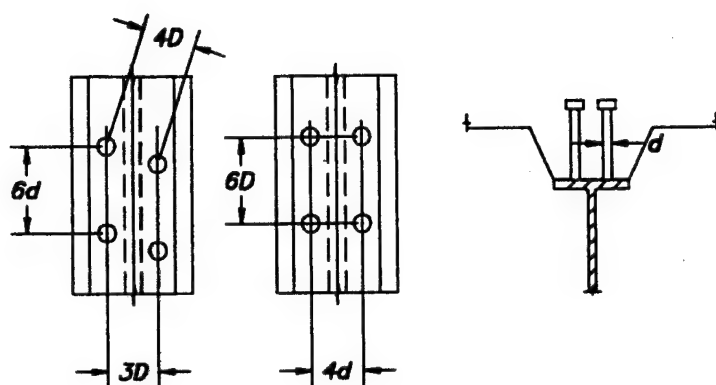


FIGURA C-31.1. Arreglos de conectores de corte.

PARTE C-6 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD, FABRICACIÓN Y MONTAJE

CAPÍTULO C-32 ASEGURAMIENTO DE CALIDAD

C-32.1 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL PROYECTO

C-32.2 DEL PLAN DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DEL FABRICANTE

Los sismos en general han demostrado que el comportamiento de las estructuras durante terremotos depende de la calidad de la construcción. En el caso particular de las estructuras de acero, los terremotos de Northridge (1994), y Kobe(1995), evidenciaron la importancia de la calidad del trabajo durante la fabricación y el montaje, particularmente en las soldaduras de ranura de las conexiones soldadas de los pórticos del sistema resistente a sismo. Es previsible que en las futuras ediciones de las normas de diseño sismorresistentes se enfatice el aseguramiento de la calidad, cuyas exigencias serán acordes con el Nivel de Diseño de la edificación [SAC 1995, 1997a, 1997b]. En esta dirección marcha el conjunto de normas de la serie ISO 9000 [COVENIN-ISO 9001 y 2698-90; COVENIN 1994; INCOTEC GTC 15 1995].

C-32.5 IDENTIFICACIÓN DE LAS PIEZAS DE ACERO

El acero que tenga una tensión cedente igual o mayor 2530 kgf/cm^2 debe estar marcado en todo momento, tanto en la planta de laminación como en el taller del fabricante, de manera que se pueda identificar la especificación y el grado ASTM a los cuales se ajusta.

C-32.6 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS

Como consecuencia de las enseñanzas de los terremotos de Northridge (1994), y Kobe(1995), las nuevas normas de diseño sismorresistente [SAC 1995, 1997a, 1997b] exigen que las soldaduras se ejecuten de acuerdo con la Especificación para la Calificación de la Soldadura, documento preparado por el ingeniero estructural y que contendrá como mínimo lo siguiente:

Proceso de soldadura (Soldadura de arco con núcleo fundente, FCAW, Soldadura de arco protegido, SAW, etc.).

Especificación del electrodo (Norma AWS A5.1, A5.20, etc.).

Clasificación del electrodo (E7018, E71T-1, etc.).

Polaridad de la corriente eléctrica (AC, DC+, DC-).

Especificación del metal base (A36, A572 Gr 50, etc.).

Temperatura mínima de precalentamiento y entre pasadas.

Amperaje y voltaje.

Velocidad de soldadura.

Posición de soldadura.

Tratamiento térmico postsoldadura.

Velocidad del flujo de gas protector.

Detalles de las juntas a soldar.

Espesor de los materiales a soldar.

Como se ha discutido en C-5.2.3 las recomendaciones preliminares del AISC [Aisc, 1997] desestiman la colocación de soldaduras en las adyacencias de d_f (véase la Fig. C-5.1) debido a la susceptibilidad al agrietamiento postsoldadura observado en el pasado. Por eso es la necesidad de inspección mediante partículas magnéticas o líquidos penetrantes, según se especifica en la Norma AWS D1.1. La frecuencia de estas inspecciones deberá ser especificada en los documentos contractuales.

C-32.7 INSPECCIÓN DE CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

En los terremotos de Kobe y Northridge también se detectaron fallas en las conexiones empernadas, menos espectaculares que sus correspondientes soldadas pero que también ameritan un detallado, ejecución e inspección cuidadosa [SAC 1995, 1997a, 1997b; RCSC, 1994].

CAPÍTULO C- 33 FABRICACIÓN

C-33.3 CONTRAFLECHAS, CURVATURAS Y ENDEREZAMIENTO

Cuando es requerida en los documentos contractuales, la contraflecha de miembros en flexión, puede ser hecha de muchas formas. En el caso de vigas y celosías, la curvatura deseada puede ser construida durante el ensamblaje de las partes componentes.

En los miembros de acero A514 se permite la aplicación de calor para el enderezamiento o la obtención de contraflechas, tal como se hace con los otros aceros. Sin embargo, la temperatura máxima permitida para el enderezamiento del acero A514 es de 600° C, mientras que para los otros aceros es de 650° C

C- 33.4 CORTE MEDIANTE GAS

Los cortes a gas serán hechos preferiblemente mediante maquinaria. El precalentamiento en los trabajos sobre perfiles del Grupo 4 y 5 de la Norma ASTM A6/A6M, es para minimizar la dureza de capa superficial y la iniciación de grietas.

C-33.7 CONSTRUCCIÓN EMPERNADA

En las conexiones de aplastamiento bajo condiciones de apriete normal, es decir, el contacto firme entre partes conectadas que se obtiene con el esfuerzo máximo de un trabajo con una llave común , no podrán ser sometidos a tracción. Se permitirá el deslizamiento, pérdidas o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de carga cuando no sean consideraciones de diseño. Este tipo de conexiones puede ser usado donde se permite el uso de pernos A 307.

CAPÍTULO C-34 PINTURA EN EL TALLER

C-34.1 ALCANCE

La pintura en el taller del acero estructural no embutido dentro del concreto no es obligatoria. Las partes de acero que quedarán cubiertas por los acabados de la edificación se pintarán en el taller solamente si así lo requiere en los planos y en las especificaciones de la obra. Las condiciones de la superficie de elementos de acero estructural descubiertos al demoler edificaciones con muchos años de construidas, se han encontrado inalteradas desde el momento de su construcción, excepto en sitios aislados donde pueden haber ocurrido filtraciones. Donde no se eliminaron las filtraciones, la presencia o ausencia de una capa de pintura dada en el taller tuvo poco influencia [Bigos et al., 1954].

Esta Norma no define el tipo de pintura a utilizarse cuando se requiere una capa en el taller. las condiciones de exposición y las preferencias individuales en relación con el acabado de la pintura son los factores que tiene importancia en la selección de la imprimación apropiada, por lo que no bastaría una reglamentación única [SSPC, 1989; UNE 48302 equivalente a la ISO 8501-1].

CAPÍTULO C-35 MONTAJE

C-35.5 AJUSTE DE JUNTAS A COMPRESIÓN DE COLUMNAS

Los ensayos en la Universidad de California, en Berkeley [Popov y Stephen, 1977], sobre empalmes de columnas a escala natural con juntas que intencionalmente han sido cepilladas fuera de escuadra, tanto en el eje fuerte como en el eje débil, han demostrado que la capacidad de carga es la misma que columnas no empalmadas. En los ensayos, no se utilizaron planchas de relleno en las aberturas de 1.6 mm, pero sí en la de 6 mm. No se realizaron ensayos con aberturas mayores de 6 mm. En todos los ensayos se utilizó el tamaño mínimo de soldadura de penetración parcial.

C-35.6 SOLDADURA EN OBRA

El propósito de usar el cepillo de alambre sobre las superficies es para reducir las posibilidades de porosidad o agrietamiento y reducir cualquier riesgo ambiental. Esta simple práctica minimiza las soldaduras rechazables.

PARTE C-7 EDIFICACIONES EXISTENTES

CAPÍTULO C-36 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

C-36.1 ALCANCE

Este Capítulo establece los criterios de evaluación de la resistencia y la rigidez bajo acciones estáticas verticales (gravitacionales) de las estructuras existentes de acero. La evaluación de los efectos sísmicos o cargas móviles (vibración) se regirán por los criterios de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, el Apéndice F de la presente Norma, y complementados con los criterios y procedimientos derivados de estudios especiales o de reconocidas normas o documentos apropiados a cada problema en particular, y los cuales no eximen la responsabilidad profesional de quien intervenga la edificación [Paparoni, 1993]. Igualmente será responsabilidad del ingeniero estructural la intervención de las estructuras mixtas acero –concreto existentes, las cuales no están contempladas explícitamente en este Capítulo.

La Norma 1756-98 contempla varias modalidades de intervención de las estructuras en su “Capítulo 12 Edificaciones existentes”, y también en el “Artículo 8.7 Dispositivos para reducir la respuesta sísmica”.

Entre las referencias bibliográficas más recientes se pueden consultar, entre otras, las publicaciones FEMA 172, 273, 274, 276; el ATC 40, y las publicaciones AISC debidas a Carter[1999], y Gross et al. [1999].

C-APÉNDICE A ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

C-A1 ALCANCE

Las relaciones ancho / espesor λ_p y λ_r para las almas en flexión pura ($N_t / \phi_b N_y = 0$) y carga normal de compresión han sido revisada en términos de (h / t) en lugar de (h_c / t) . La simplificación de la formulación dada en la Tabla 4.1 está basada en secciones de doble simetría con alas iguales, es decir con $h / h_c = 1$, la cual es no conservadora cuando el ala comprimida es más pequeña que el ala traccionada, y conservadora en caso contrario. En este Apéndice se trabaja con límites más precisos y por eso se utiliza h_c .

C-A2 PANDEO LOCAL

C-A2.1 Miembros con alas desiguales

En las fórmulas (A2-1) y (A2-2), los valores límites de 0.75 y 1.5 para el valor de h / h_c corresponden aproximadamente a 0.1 y 0.9, rangos de I_{yc} / I_y para perfiles I considerados de simetría simple. De otra manera, cuando las áreas de las alas difieren en más de un factor de 2, el miembro se podrá diseñar conservadoramente como una sección T.

C-APÉNDICE C DISEÑO DE PERFILES ANGULARES LAMINADOS EN CALIENTE

C-C2 FLEXIÓN

La resistencia a flexión se determinará a partir del análisis de los modos de falla por cedencia, pandeo local y pandeo lateral torsional.

Las “puntas” de los perfiles se refieren a los bordes libres de las dos alas. En la mayoría de los casos de flexión no restringida, las tensiones de flexión en las dos puntas tiene el mismo signo (tracción o compresión). En la flexión restringida en ambos ejes, las tensiones en las puntas difieren en signo. En los casos en que no sea evidente cual tensión controla el diseño, deberán verificarse para ambas tensiones de compresión o de tracción en las puntas.

También deberá analizarse el estado límite de servicio. En particular, en miembros largos sometidos a flexión no restringida, usualmente el diseño está controlado más por la flecha que por su resistencia al pandeo local o pandeo flexotorsional.

C-C2.1 Estado Límite de Agotamiento resistente

(a) A efecto de diseño se consideran tres regiones. La región de cedencia total, una transición lineal entre ésta y la región de pandeo local. La resistencia de cedencia total está limitada por un factor de forma de 1.25, el cual es menor que el correspondiente momento plástico del angular. El factor 1.25 corresponde a una tensión admisible de $0.75 F_y$, empleada tradicionalmente en secciones rectangulares y para la flexión en el eje débil. Esta Norma adopta este valor justificado por las incertidumbres que se tiene en cuanto a la capacidad de los angulares para desarrollar momentos plásticos y también para limitar la distorsión, dado que poseen un factor de forma muy alto.

Para definir la relación b/t y el criterio de pandeo local se adoptaron los criterios típicos del AISC para ángulos simples comprimidos uniformemente. Este criterio es conservador cuando el ala está sometida a una compresión no uniforme debida a flexión.

(b) Como el factor de forma de los angulares excede el valor de 1.5, y la inestabilidad no controla, se justifica usar como resistencia teórica para los miembros de sección compacta, $M_t = 1.25 M_y$.

(c) La inestabilidad al pandeo lateral torsional puede limitar la resistencia teórica a flexión de un angular simple empleado como viga no arriostrada. Como se muestra en la Figura C-C1, la fórmula que representa la transición en el pandeo inelástico tiene por valores límites $0.75 M_y$ y $1.25 M_y$. Estas fórmulas están basadas investigaciones australianas sobre ángulos simples en flexión y en un modelo analítico consistente de dos elementos rectangulares de longitud igual a las alas de los angulares, menos la mitad del espesor [Leigh y Lay, 1984; Australian Institute of Steel Construction, 1975; Leigh y Lay, 1978; Madugula y Kennedy, 1985].

C-2.2 Flexión alrededor de los ejes geométricos

Cuando un perfil L dispuesto como viga está cargado en un ala paralela se flexionará y deformará alrededor del esta ala, solamente si el angular está restringido lateralmente a lo largo de su longitud. En este caso, la flexión simple ocurre sin ninguna rotación torsional o flecha lateral, por lo que se usarán las propiedades geométricas del eje de la sección en la evaluación de la capacidad resistente a flexión y de la flecha. Si el perfil solo está arriostrado en el punto de momento máximo, se verificará el pandeo lateral torsional de la sección no arriostrada.

C-2.2.3 Un perfil L sometido a flexión sobre un ala no restringida lateralmente, se flectará tanto lateralmente como en el plano de flexión. Este comportamiento deberá ser evaluado resolviendo la carga y/o momento en las componentes de sus ejes principales y determinando la suma de los efectos de flexión sobre esos ejes principales. Esta Sección suministra un procedimiento simplificado y rápido para resolver el caso más común de ángulos de alas iguales.

La máxima tensión normal resultante en el extremo del perfil, en el plano de flexión, será aproximadamente un veinticinco por ciento (25 %) mayor que la calculada usando el módulo de sección alrededor del eje geométrico. El valor de M_{ob} en la fórmula y la evaluación de M_y usando 0.80 veces el módulo de sección del eje geométrico, refleja la flexión alrededor del eje inclinado, como se muestra en la Fig. C-C2.

La flecha calculada con el momento de inercia del eje geométrico se ha incrementado en un ochenta y dos por ciento (82 %) para aproximarla a la flecha total. Como se muestra en la Fig. C-C2, la flecha tiene dos componentes. Una componente vertical, en la dirección de la carga aplicada, igual a 1.56 veces el valor calculado, y una componente horizontal que es 0.94 veces el valor calculado. La flecha resultante total es en la dirección del eje principal débil. La flecha por flexión no restringida se considerará en la evaluación del estado límite de servicio porque muy a menudo controla el diseño.

El pandeo lateral torsional está limitada por M_{ob} , cuya expresión está basada en la fórmula general de momento crítico para un perfil L de alas iguales [Leigh y Lay, 1984 y 1978].

El pandeo lateral torsional reducirá la resistencia nominal de flexión solo cuando L/b sea relativamente grande. Si el parámetro Lt/b^2 es pequeño, no hay necesidad de verificar la estabilidad de pandeo lateral torsional ni tampoco los requisitos de pandeo local.

Se ha incorporado en este Apéndice la nueva expresión del coeficiente C_b usado para corregir la fórmula de estabilidad lateral derivadas bajo la hipótesis de momento uniforme en toda la longitud no arriostrada ($C_b = 1.0$).

C-2.3 Flexión alrededor de los ejes principales

En todos los casos de perfiles de alas desiguales sin restricción al pandeo lateral torsional, la carga o momento aplicado se resolverá en sus componentes a lo largo de los dos ejes principales y se diseñará para flexión biaxial usando las correspondientes fórmulas de interacción.

C-2.3.2 Ángulos de alas desiguales

El pandeo lateral torsional alrededor del eje principal mayor w-w en un perfil de alas desiguales está controlado por M_{ob} . La variable β_w refleja la localización del centro de corte relativa a los ejes principales de la sección y la dirección de la flexión uniforme. Como se observa en la Fig. C-C3, se tendrán valores positivos de β_w y un máximo M_{ob} cuando el centro de corte está en compresión por flexión, y valores negativos de β_w y un mínimo de M_{ob} cuando el centro de corte está en tracción por flexión. Este efecto de β_w es consistente con el comportamiento de una viga de sección I, de simetría simple, que es más estable cuando el ala en compresión es mayor que el ala traccionada. En perfiles de alas iguales, por simetría $\beta_w = 0$ y la fórmula se transforma en la fórmula (C2-7).

Donde la flexión produzca doble curvatura, la longitud no arriostrada tendrá valores positivos de β_w mientras que el resto permanece con valores negativos de β_w . Conservadoramente se atribuye el valor negativo a la totalidad del segmento no arriostrado.

β_w es esencialmente independiente del espesor del perfil y principalmente es función del ancho del ala. Se usarán los valores promedios dados en la siguiente Tabla C-1.

C-C3 CORTE

La tensiones de corte en perfiles L individuales son el resultado del gradiente de momento por flexión en toda su longitud y el momento torsional.

La máxima tensión elástica de corte puede ser calculada como

$$f_v = \frac{1.5 V_b}{bt} \quad (C-C1)$$

siendo V_b la componente de corte de la fuerza paralela al ala del perfil de longitud b y espesor t .

Las tensiones que son constantes a través de todo el espesor, deben calcularse en ambas alas para determinar el valor máximo.

El factor de 1.5 es el valor elástico calculado para perfiles L de alas iguales cargados a lo largo de uno de sus ejes principales. Para perfiles L de alas iguales cargados en uno de sus ejes geométricos, independientemente de que esté arriostrado lateralmente, el factor será de 1.35. Las constantes entre estos valores límites pueden calcularse conservadoramente con la fórmula $V_b Q / I_t$ para determinar las tensiones en el eje neutro.

Alternativamente, si se consideran solamente las tensiones de corte flexional y debido al comportamiento inelástico del material y a la redistribución de tensiones se podrá usar la tensión uniforme de corte flexional en el ala, V_b / bt .

Cuando el ángulo no está arriostrado lateralmente contra el giro, se producirá un momento torsional igual a la carga transversal aplicada multiplicada por la distancia perpendicular al centro de corte ubicado en el vértice exterior donde se interceptan las alas. Este momento torsor es resistido por dos tipos de comportamiento: Torsión pura o de St. Venant y torsión de alabeo [AISC,1983]. Si las condiciones de borde son tales que la sección transversal es libre de alabearse, el momento aplicado M_T es resistido por tensiones de corte puro, como se muestra en la Fig. C-C4. Excepto cerca de los extremos de las alas, estas tensiones son constantes en toda la longitud del ala, y el máximo valor

puede ser aproximado por la expresión:, en donde J es la constate de torsión uniforme o de Saint Venant y A es el área de la sección transversal del perfil L :

$$f_v = M_T t / J = \frac{3 M_T}{A t} \quad (C-C2)$$

En la sección donde se restringe el alabeo, el momento torsional es resistido por las tensiones de alabeo que son de dos tipos [Gjelsvick, 1981]. Un tipo en el plano (contorno), como se muestra en la Figura , y la cual varía desde cero en la punta libre hasta un máximo en el vértice exterior. El otro tipo, denominado a veces tensiones secundarias de alabeo, a través del espesor, como se ilustra en la Fig. C-C4 , y varía desde cero en el vértice hasta un máximo en el extremo libre.

Usando las dimensiones típicas de los ángulos, se puede demostrar que los cortantes de alabeo son de aproximadamente de la misma magnitud y son menos del veinte por ciento (20%) del corte puro para el mismo momento torsional. Por esto, es conservador calcular las tensiones de corte por torsión usando la fórmula del corte puro y aplicando el momento torsional total M_T como si no estuviera presente la restricción de alabeo. Las tensiones se suman directamente a las tensiones de corte por flexión para producir una máxima superficie de tensiones de corte cerca de la mitad de la longitud del ala. Como esta suma es un máximo local y no se extiende a través del espesor, el valor límite de $\phi_v 0.6 F_y$ añade otro grado de conservadurismo con respecto al diseño de otros perfiles estructurales.

C-C.4 SOLICITACIONES COMBINADAS

Las formulas de interacción son modificaciones de las fórmulas del Capítulo 18 y en esta norma se utiliza la propuesta de modificación debida a Adluri y Magudula [1992].

Cuando se aplican las fórmulas (C2-10) en ángulos simples, M_{uw} y M_{uz} se consideran positivas. M_t se considera tanto positivo como negativo asignándole al módulo de sección, S , el signo que refleje la condición que incremente o decremente el efecto de la carga normal. El uso de la convención de signos debe ser consistente. Es conservador ignorar este refinamiento y usar simplemente para M_t el valor crítico en términos de flexión y sumarle los valores absolutos de los restantes términos [Elgaaly, Davids, y Dagher, 1992, y Adluri y Madugula, 1992].

C-4.1 Fuerzas normales de compresión y flexión

C-4.1.3 Cuando se evalúa la máxima tensión de flexión en un ángulo no soportado lateralmente , el eje de flexión es inclinado como se muestra en la Fig. C-C2. El radio de giro modificado, tomando en cuenta el incremento de la flecha no restringida alrededor del eje no restringido lateralmente, es igual a $\sqrt{1.82} = 1.35$. En los ángulos que están arriostrados solamente en el punto de momento máximo, conservadoramente se se mantiene el factor de 1.35. Donde los arriostramientos sean flexibles y permitan el movimiento lateral del ángulo, puede ser no conservador usar $r = r_x$.

TABLA C-1
VALORES DE β_w

Perfil L Dimensiones Mm	Constante β_w cm
230 x 100	6.6
200 x 150 x 100	8.41
	13.9
180 x 100	11.1
150 x 100 x 90	7.98
	9.37
125 x 100 x 90	6.10
	7.59
100 x 90 x 75	2.21
	4.19
90 x 75 x 65	2.21
	4.11
75 x 65 x 50	2.18
	3.96
65 x 50	2.16

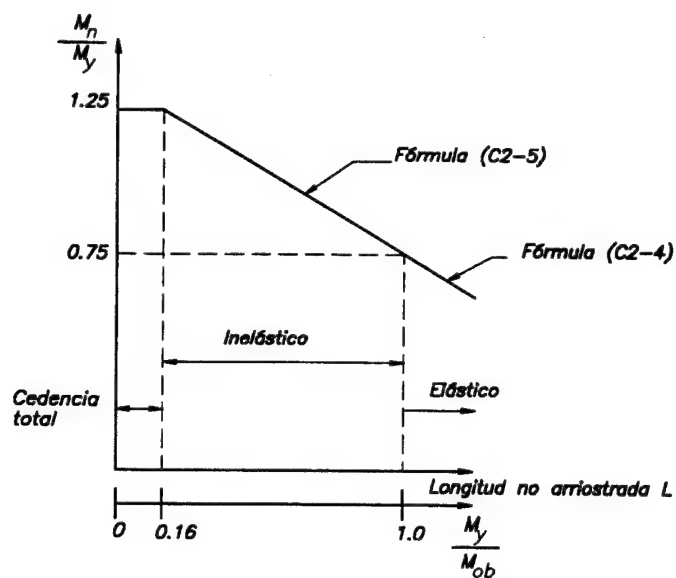


FIGURA C-C1. Pandeo lateral-torsional de un ángulo simple como viga.

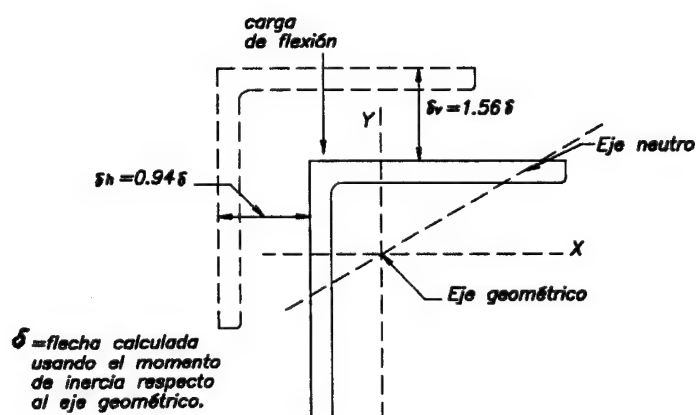


FIGURA C-C2. Ejes geométricos de flexión en ángulos de alas iguales no arriostrados.

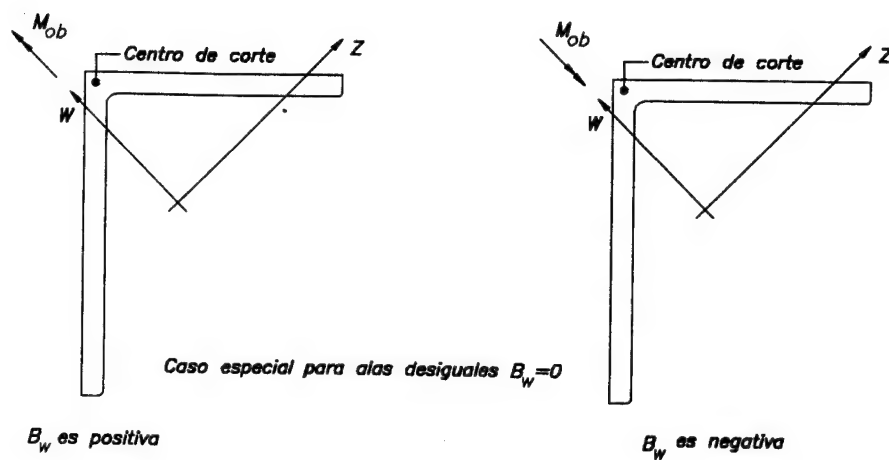


FIGURA C-C3. Flexión en ángulos de alas desiguales

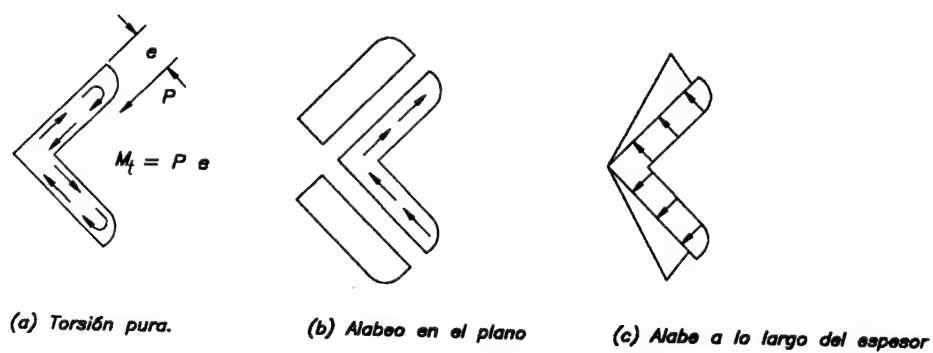


FIGURA C-C4 Tensión de corte debido a la torsión.

C-APÉNDICE D DISEÑO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)

C-D1 ALCANCE

La fatiga, tal como se emplea en esta Norma, se refiere al fenómeno de fractura que resulta de la aplicación cíclica de tensiones.

En vista de que la mayoría de los miembros y conexiones en las estructuras para edificios no necesitan diseñarse por fatiga, los requisitos pertinentes se han ubicado en este Apéndice, pero cuando la fatiga constituye un criterio de diseño, su peligrosidad depende principalmente del número de aplicaciones de carga y de la magnitud del recorrido de tensiones. La gravedad del problema aumenta, en un grado que depende de cada caso particular, cuando existen detalles de diseño o construcción que producen concentración de tensiones. Las tensiones secundarias, las tensiones debidas a deformaciones, y los movimientos fuera del plano son fuentes potenciales de agrietamiento por fatiga, especial cuidado se tendrá en el detallado de las estructuras donde puedan presentarse estas situaciones. En consecuencia, cuando la fatiga merece considerarse se satisfarán todos los requisitos aplicables del Apéndice D.

C-D2 CRITERIOS

En las estructuras en las cuales la falla de un solo miembro o elemento pueda resultar en el colapso o falla catastrófica, se estudiará la posibilidad de agrietamiento por fatiga y se realizará una labor periódica de inspección y mantenimiento.

Los ambientes corrosivos de tipo medio, como el de unas condiciones atmosféricas normales, supone que la profundidad afectada es menor o igual que un milímetro (1 mm).

C-D3 SOLICITACIONES

Las fluctuaciones de tensiones que no involucren tensiones de tracción no causan propagación de grietas y por lo tanto no se considerará una situación de fatiga. En los elementos sometidos solamente a las tensiones de compresión calculadas, las grietas por fatiga se pueden iniciar en las regiones donde existan grandes tensiones residuales de tracción. En tales situaciones, las grietas no se propagan más allá de la región de tensiones residuales, porque las tensiones residuales se alivian en las grietas. Por esta razón los recorridos de tensiones que están completamente en compresión no se incluyen en la Tabla D-1. Esta situación es similar en las normas AASHTO y AREA.

C-D4 RECORRIDO DE TENSIONES DE DISEÑO

El formato de la Tabla D-1 y las fórmulas de diseño representan una mejora respecto a las versiones precedentes en las Normas AISC. Como en las versiones anteriores, el presente Apéndice está sustentado en extensivos programas de investigación usando especímenes a escala natural y en los cuales se han incluido los efectos de concentración de tensiones locales debidas a la geometría de la soldadura, el tamaño y la forma de las discontinuidades aceptables, la dirección de las tensiones, las tensiones residuales, las condiciones metalúrgicas, y en algunos casos, el proceso de soldadura y los procedimientos de alivio de tensiones tras la soldadura [Fisher et al., 1970 y 1974; Keating y Fisher, 1985].

C-D5 RESISTENCIA DE PERNOS TRACCIONADOS

Los ensayos no cubren las diferencias dramáticas que existen en la vida a fatiga de todo el material publicado, y no es completamente predecible la magnitud de las fuerzas de apalancamiento en los pernos [Kulak et al., 1978]. Para limitar estas incertidumbres en la consideración del efecto de apalancamiento en el comportamiento a fatiga de los pernos, las tensiones dadas en la Tabla D5.1 consideran cargas cíclicas en las cuales las fuerzas de apalancamiento incluidas en el diseño son pequeñas. Cuando esto no se pueda asegurar, las tensiones de tracción se reducirán drásticamente para cubrir cualquier efecto concebible del efecto de apalancamiento.

No se recomienda el uso de otro tipo de conectores mecánicos para resistir cargas cíclicas en tracción porque carentes de un alto grado de pretensión asegurada, el recorrido de tensiones es generalmente muy grande para resistir tales cargas por mucho tiempo. Todos los tipos de conectores mecánicos sobreviven sin daño cuando se someten a corte cíclico suficiente como para fracturar las partes conectadas, como se indica en este Apéndice.

No se recomienda el uso de pernos y partes roscadas diferentes a las calidades A325/A325M o A490/A490M, cuando estén sometidos a cargas de tracción que causan fatiga.

C-D6 REQUISITOS ESPECIALES EN LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE

Las estructuras en las cuales la falla de un solo elemento o miembro puede resultar en el colapso o la falla catastrófica de la misma, deberán recibir especial atención cuando existe la posibilidad de agrietamiento por fatiga. En tales casos, además del cumplimiento de las disposiciones de este Apéndice, deberá establecerse un sistema de inspección y mantenimiento periódico durante la vida útil de la estructura.

Véase el Comentario C-23.9.2.6.

C-APÉNDICE F CALIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS DE CONEXIONES VIGA – COLUMNA Y VIGA ESLABÓN - COLUMNA

C-F1 PROPÓSITO Y ALCANCE

Las fracturas en las conexiones viga-columnas observadas durante el terremoto de Northridge de 1994 han motivado al AISC y otras instituciones a desarrollar estos requisitos mínimos para calificar las conexiones [FEMA, 1995, 1997b; ICBO, 1997b; Country of Los Angeles, 1996]. La evidencia experimental es la vía para mejorar el desempeño de las conexiones en futuros terremotos, porque permite identificar los problemas potenciales en los materiales, el diseño, el detallado y los métodos constructivos. Se reconoce que los métodos analíticos por si mismos no pueden predecir de manera confiable el comportamiento de una conexión sometida a ciclos severos de cargas reversibles.

No es la intención de la presente Norma que los ensayos de las conexiones de cada proyecto se convierta en un procedimiento rutinario de diseño. En muchos casos, los ensayos reportados en la literatura pueden ser utilizados para demostrar que una conexión satisface los requisitos de capacidad resistente y rotación inelástica exigidos en esta Norma, siempre y cuando esos ensayos satisfagan los requisitos de este Apéndice.

Este Apéndice está enfocado principalmente a las conexiones viga – columna de los pórticos resistentes a momento, pero también es aplicable a la calificación de los ensayos cíclicos de las conexiones viga eslabón – columna de los pórticos con arriostramientos excéntricos. Si bien en el terremoto de Northridge no se reportaron daños en estos sistemas estructurales, muchas de las condiciones que contribuyeron al pobre desempeño de las conexiones de momento también pueden ocurrir en las conexiones de los sistemas con arriostramientos excéntricos.

En el Apéndice G se han recogido las definiciones pertinentes a este Apéndice. Para suministrar una base común para la evaluación de las conexiones y evitar ajustes en los criterios de aceptación de acuerdo a la localización de la rótula plástica, la definición de la rotación inelástica se ha hecho considerando que todos los cálculos deberán hacerse con respecto a la cara de la columna. En el caso de los pórticos con diagonales excéntricas, pueden verse ejemplos de cálculos en los trabajos de Kasai y Popov [1986c], Ricles y Popov [1987], y Engelhardt y Popov [1989a].

C-F2 SUBENSAMBLAJE DE ENSAYO

Este Apéndice no es obligatorio la incorporación de la losa de piso o la aplicación de carga normal sobre la columna en los ensayos. Sin embargo, cuando sus efectos pueden tener una influencia significativa en el comportamiento y desempeño de la conexión o donde se requiera obtener condiciones de ensayos más realistas, se considerará su inclusión en el programa experimental [SAC, 1996; Popov et al., 1996; León et al., 1997; Tremblay et al., 1997].

C-F3 VARIABLES ESENCIALES

El cumplimiento de los requisitos de este Artículo exigen al ingeniero tenga una clara comprensión de cómo se desarrolla la rotación inelástica en la conexión. En muchos tipos de conexiones, la cedencia o deformaciones inelásticas pueden ocurrir en más de un miembro o elemento de la conexión. Por ejemplo, pueden ocurrir dentro de la viga, dentro de la zona del panel, o dentro de ambas, dependiendo de factores tales como las dimensiones de los miembros, la calidad del acero, el uso o no de planchas adosadas, etc.

Los materiales utilizados en los ensayos representarán cabalmente las condiciones de sobrerresistencia, de manera de reproducir experimentalmente una de las condiciones más severas de trabajo de la conexión.

Preferiblemente en los ensayos se utilizarán miembros cuyas dimensiones sean una representación realista de los miembros en el prototipo. En cualquier caso, los ensayos tendrán en cuenta los potenciales efectos de escala adversos, sea que se trate de perfiles más grandes o más pequeños. Adicionalmente a la altura y el peso de las piezas, se tomarán en cuenta las relaciones ancho / espesor de las alas y el alma [Roeder y Foutch, 1996; Blodgett, 1995]. Para no hacer los ensayos onerosos, no se ha restringido el tamaño de la columna, pero sus dimensiones deben ser tales que reproduzcan las deformaciones inelásticas en los elementos del espécimen.

C-F4 HISTORIA DE CARGA

La historia de carga especificado en este Artículo es idéntica a la especificada en la publicación ATC 24 *Guidelines for Cyclic Testing of Components of Steel Structures* [ATC,1992].

Reconociendo que son pocos los laboratorios que tiene la facilidad de aplicar cargas dinámicas sobre los especímenes, en este Apéndice no se exige el uso de cargas dinámicas.

En esta Norma la variable de control del ensayo es la rotación plástica, mientras que en el Protocolo SAC [SAC,1997] es la deriva total. Esta modificación en los criterios de aceptación puede ser necesaria para tomar en cuenta la porción elástica de los desplazamientos en el espécimen. También, en el caso de estructuras cercanas a fallas activas, como lo define el UBC 1997 [ICBO, 1997a], se usará la respuesta al movimiento del terreno en campo cercano en lugar de la secuencia de carga básica dada en este Apéndice. La secuencia de cargas del protocolo SAC se fundamenta en extensos estudios del comportamiento no lineal de edificaciones.

C-F6 ENSAYOS DE MATERIALES

El hecho de que solamente se exijan ensayos de tracción, no inhibe la realización de ensayos complementarios que ayuden a la interpretación y extrapolación de los resultados experimentales, tales como análisis químicos y metalográficos, ensayos de tenacidad, etc..

C-F8 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación se han redactado de la manera más sencilla posible, pero se requiere de mucho criterio para lograr conexiones seguras, confiables y económicas. Por esto se llama la atención al ingeniero de que dos ensayos no siempre serán suficientes para establecer las capacidades, limitaciones y confiabilidad de una conexión. En cualquier caso, deberá ser cuidadoso al considerar las implicaciones de los ensayos no satisfactorios. Por ejemplo, si de cinco ensayos, tres no fueron satisfactorio, acogiéndose al pie de la letra de este articulado, la conexión podría ser certificada como aceptable, pero el número de ensayos rechazados está indicando claramente que hay problemas en la confiabilidad de la conexión. En este caso, deberán entenderse y corregirse las causas de las fallas, y proceder a re-ensayos hasta que sean completamente aceptables.

REFERENCIAS Y DIRECCIONES DE INTERÉS

1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Sayed, G., et al., 1974. *Response of Composite Slabs to Dynamics Loads*. Canadian Journal of Civil Engineering, Engineering Institute of Canada, Vol.1 No.1.

Abendroth, R.E. and Porter, M.L., 1989. *Fatigue Behavior of Composite Metal Deck Slabs*. ASCE Structure Engineering Journal, ASCE, New York, N.Y.

Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986. *Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112 (12).

Alduri, S. M. and Madugula, M.K.S, 1992. *Eccentrically Loaded Steel Single Angle Struts*. AISC Engineering Journal, 2nd Quarter.

American Association of State Highway and Transportation Officials, 1995. *Standard Specification for Highway Bridges*, AASHTO.

American Concrete Institute, 1991. *ACI 325R-91 Recommendations for Design of Beam – Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, Manual of Concrete Practice, Part 3, 1996 Edition, ACI, Farmington, Hill, MI.

American Concrete Institute, 1995. *ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI, Farmington, Hill, MI.

American Concrete Institute, 1999. *Proposed Revisions to Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary – ACI 318R-95*. ACI, Farmington, Hill, MI.

American Institute of Steel Construction, 1999. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (1997), Supplement No. 1*. AISC. Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1998. *AISC LRFD Specification (1993) Supplement No. 1*. AISC. Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *Improved Building Grade ASTM A572 GR50*. Technical Bulletin No. 3, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *K-area Advisory Statement*. Modern Steel Construction, February, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1997. *Seismic Provisions of Structural Steel Buildings*, 3er. Edition, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1996. *Partially Restrained Composite Connections*. Steel Design Guide Series 8. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1992. *Seismic Provisions of Structural Steel Buildings*, 2da. Edition, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1990. *Column Base Plates*. Steel Design Guide Series 1, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1989. *Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members*. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1989. *Specification for Structural Steel Buildings- Allowable Stress Design and Plastic Design*. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1986. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1983. *Torsional Analysis of Structural Steel Members*. Steel Design Guide 9. AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1973. *Commentary on Highly Restrained Welded Connections*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL.

American Iron and Steel Institute, 1996. *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. AISI.

American Society for Testing and Materials, 1996. *Standard Specification for General Requirements for Steel Sheet, Metallic-Coated by the Hot-Dip Process*. ASTM A924 / A924M-96A (Sustituye a la ASTM A525).

American Society for Testing and Materials, 1996. *Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc – Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process*. ASTM A653/ A653M-96 (Sustituye a la ASTM A527).

American Society of Civil Engineers, 1995. *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*, ASCE-95. ASCE, New York.

American Society of Civil Engineers, 1994. *Guidelines for the design of joints between steel beams and reinforced concrete columns*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 120 No. 8, August, pp. 2330-2357, ASCE, Reston, VA.

American Society of Civil Engineers, 1992. *Standard for the Structural Design of Composite Slabs*, ANSI/ASCE 3-91. December. ASCE.

American Society of Civil Engineers, 1992. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. *Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings. Commentary on Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118(12), December. ASCE.

American Society of Civil Engineers, 1991b. ANSI/ASCE 9-91 *Standard Practice for the Construction and Inspection of Composite Slabs*, December. ASCE.

American Society of Civil Engineers, 1978. *Planing and Design of Tall Building*. Monograph in 5 volumes. ASCE, New York, 1978-1980.

American Society of Civil Engineers, 1971. *Plastic Design in Steel*. ASCE Manual of Engineering Practice No. 41, 2nd Edition, ASCE, New York.

American Society of Mechanical Engineers (The), 1995. *Surface texture (Surface Roughness, Waviness, and Lay)*. ASME, New York, 111 pp.

American Welding Bureau , 1931. *Report of Structural Welding Committee*. AWB.

American Welding Society, 1996. ANSI/AWS D1.1.-96. *Structural Welding Code –Steel*. AWS, Miami, FL.

American Welding Society, 1995. D1.1-95 *Structural Welding Code -Steel*. AWS, Miami, FL.

American Welding Society, 1994. A3.0-84 *Standard Welding Terms and Definitions*. AWS, Miami, FL.

Ammerman, D.J. and León, R.T., 1990. *Unbraced Frames with Semi-Rigid Connections*. Engineering Journal, Vol. 27 No. 1, 1st Quarter, pp. 12-21, AISC, Chicago, IL.

- Applied Technology Council, 1996. ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC, Redwood City, CA
- Applied Technology Council, 1995. ATC-34, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design*. ATC, Redwood City, CA.
- Applied Technology Council, 1992. ATC-24, *Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures*, ATC, Redwood City, CA
- Applied Technology Council, 1978. ATC 3-06, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. ATC, Redwood City, CA.
- Architectural Institute of Japan, 1991. *AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures* (English translation of 1987 edition), AIJ, Tokyo, Japan.
- Aslani, F. and Goel, S., 1991a. *An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-Up Compression Members*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.
- Aslani, F. and Goel, S., 1991. *Stitch Spacing and Local Buckling in Seismic Resistant Double Angle Bracing Members*. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 8, August, ASCE, Reston, VA.
- Astaneh, A., 1998. *Seismic Behavior and Design of Gusset Plates for Braced Frames*. Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA.
- Astaneh, A., Goel, S. and Hanson, R.D., 1986. *Earthquake-Resistant Design of Double Angle Bracings*. Engineering Journal, AISC 4th Quarter.
- Austin, W.J., 1961. *Strength and Design of Metal Beam-Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST4, April.
- Australian Institute of Steel Construction, 1975. *Australian Standard AS 1250*, AISC.
- Azizinamini, A., and Ghosh, S.K., 1996. *Steel Reinforced Concrete Structures in 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 123 No. 8, August, pp. 986-990, ASCE, Reston, VA.
- Azizinamini, A., and Prakash, B.A., 1993. *An Innovative Connection Detail for High Rise Buildings*. Proceedings of the 1993 ASCE Structures Congress, pp. 1220-1225, ASCE, Reston, VA.
- Bansal, J.P., 1971. *The Lateral Instability of Continuous Steel Beams*. CESRL Dissertation No. 71-1, University of Texas, Austin, TX.
- Barakat, M. and Chen, W.F., 1991. *Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Basha, H.S. and Goel, S.C., 1994. Research Report No. UMCEE 94-29 *Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel segment*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.
- Basler, K., 1961. *Strength of Plate Girders in Shear*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, October.
- Basler, K., and Thurlimann, B., 1963. *Strength of Plate Girders in Bending*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST4, August.
- Becker, E.R., 1971. *Panel Zone Effect on the Strength of Rigid Steel Frames*. University of Southern California Structural Mechanics Laboratory, USCOE001, June.

- Beedle, L. S. and Tall, L., 1960. *Basic Column Strength*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 86, No. ST7, July.
- Bendigo, R.A., R.M. Hansen and Rumpf, J.L., 1963. *Long Bolted Joints*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST6, December.
- Bergfelt, A., 1971. *Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners*. March.
- Bertero, V.V., Popov, E.P. and Krawinkler, H., 1973. *Further Studies on Seismic Behavior of Steel Beam - to - Column Subassemblages*. Report No. UCB/EERC-73/27. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bigos, J., G.W. Smith, E.F. Ball and Foehl, P.J., 1954. *Shop Paint and Painting Practice*, 1954 Proceedings, AISC National Engineering Conference, Milwaukee, WI.
- Birkemoe, P. C. and Gilmor, M.I., 1978. *Behavior of Bearing-Critical Double Angle Beam Connections*. Engineering Journal, AISC 4th Quarter.
- Bjorhovde, R., 1988. *Columns: From Theory to Practice*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., 1984. *Effect of End Restraint on Column Strength-Practical Applications*. Engineering Journal, , 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., 1972. *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*. Ph.D., Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.
- Bjorhovde, R., Galambos, T.V. and Ravindra, M.K., 1978. *LRFD Criteria for Steel Beam-Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.
- Black, R.C., Wenger, W.A. and Popov, E.P., 1980. *Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals*. Report No. UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bleich, F., 1952. *Buckling Strength of Metal Structures*. McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y.
- Blodgett, O.W., 1995. *Notes on Beam to Column Connections*. SAC 95-01 Steel Moment Frame Connection Advisory No. 3, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- Boyd, P.F., Cofer, W.F. and McLeon, D.I., 1995. *Seismic Performance of Steel Encased Concrete Columns under Flexional Loading*. ACI Structural Journal, Vol 92 No. 3, pp. 355-364, May – June, ACI. Farmington Hills, MI.
- Brandt, G.D., 1982. *A General Solution for Eccentric Loads on Weld Groups*. Engineering Journal, AISC 3rd Quarter.
- Bridge, P.Q. and Roderick, J.W., 1978. *Behavior of Built-Up Composite Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST, July, pp. 1141-1165.
- Brockenbrough, R.L., 1983. *Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Bruneau, M. M. and Popov, E.P., 1987. *Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections*. Report No. UCB/EERC-87/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Bruneau, M., Uang, Ch-M. and Whittaker, A., 1998. *Ductile Design of Steel Structures*. Mc Graw Hill.
- Butler, L. J., Pal, S. and Kulak, G.L., 1972. *Eccentrically Loaded Welded Connections*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST5, May.

- Camacho, D. and Galambos, T.V., 1993. *Development of a Moment – Resisting One Story Frame System for Seismic Resistance*. Steel Joist Institute, Myrtle Beach, SC.
- Canadian Institute of Steel Construction, 1993. *Handbook of Steel Construction*, 5ª. Edition, CISC, Willowdale, Ontario, Canada.
- Canadian Standards Association, 1989. *Limit States Design of Steel Structures. Appendices G,H and I*, CSA S16.1-M89, Rexdale, CSA, Ontario, Canada.
- Canadian Sheet Steel Building Institute, 1986a. *Criteria for the Testing of Composite Slabs*, CSSBI S2-85, Revised November 1988. CSSBI, Ontario, Canada.
- Canadian Sheet Steel Building Institute, 1988b. *Criteria for the Design of Composite Slabs*, CSSBI S3-88, Ontario, Canada, CSSBI, November.
- Carpenter, L.D. and Lu, L-W., 1972. *Reversed and Repeated Load Tests of Full Scale Steel Frames*. Fritz Engineering Laboratory Report No. 332.7, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Carter, Ch., 1999. *Wide –Flange Column Stiffening at Moment Connection*. Design Guide D813, AISC. Chicago, IL.
- Cattan, J., 1999. *Steel Industry Embraces A992*. Modern Steel Construction, April, pp. 24 – 27. AISC, Chicago, IL.
- Cattan, J., 1995. *Statistical Analysis of Charpy V- Notch Toughness for Steel Wide- Flange Structural Shapes*. AISC, Chicago, IL.
- Chen, W.F. and Atsuta, T, 1976. *Theory of Beam Columns*, Two volumes. McGraw Hill, New York.
- Chen, W.F. and Kim, S.E, 1997. *LRFD Steel Design using Advanced Analysis*. CRC Press, Boca Raton.
- Chen, W.F. and Lui, E.M., 1991. *Stability Design of Steel Frames*. CRC Press, Boca Raton.
- Chen, W.F. and Toma, S, 1994. *Advanced Analysis of Steel Frames*. CRC Press, Boca Raton.
- Chopra, A.K. and Newmark, N.M., 1980. *Design of Earthquake Resistant Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
- Chrysostomou, C.Z., 1991. *Effects of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two Dimensional Steel Frames*. Dissertation, Cornell University School of Civil and Environmental Engineering, Ithaca, N.Y.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1965. *Sistema Internacional de Unidades SI*. Norma COVENIN 288-65, COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1981. *Láminas acanaladas o perfiladas de acero galvanizadas*. Norma COVENIN 1721-81. COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1982. *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción*. Norma COVENIN – MINDUR 1618-82, COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1982. *Planchas delgadas de acero al carbono zincadas por inmersión en caliente*. Norma COVENIN 941-82. COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1990. *Aseguramiento de la Calidad. Vocabulario*. Norma COVENIN 2698-90 (ISO 8462-86). COVENIN, Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1994. *Foro COVENIN ISO 9000 Venezuela*. Boletín No. 5, Febrero 1994. Caracas.

Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1995. *Sistemas de Calidad. Modelo para el Aseguramiento de la Calidad en el Diseño, el desarrollo, la Producción, la Instalación y el servicio de Postventa*. Norma COVENIN – ISO 9001:1995. COVENIN.

Cooper, P.B., Galambos, T.V. and Ravindra, M.K., 1978. *LRFD Criteria for Plate Girders*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.

Country of Los Angeles Department of Public Works, 1996. *Country of Los Angeles Current Position on Design and Construction of Welded Moment Resisting Frame Systems (WMRF)*, Country of Los Angeles Dept. of Public Works, Los Angeles, CA.

Daniels, J.H. and Lu, L.W., 1972. *Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST8, August.

Darwin, D., 1990. *Steel and Composite Beams with Web Openings*. Steel Design Guide Series 2. AISC, Chicago, IL.

Davison, J.B., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A., 1988. *Semi-Rigid Connections in Isolation and in Frames*. In "Connections in Steel Structures: Behavior, Strength and Design", Elsevier Applied Science Publishers, London.

Deierlein, G.G. et al., 1989. *Beam – Column Moment Connections for Composite Frames*. ASCE, Journal of Structural Engineering 115(11):2859-2876, 2877-2896.

DiCorso, P.J., Reinhorn, A.M., Dickerson, J.R., Radzinski, J.B., and Harper, W.L., 1989. *Technical Report NCEER-89-0015 Response of Frames with Bolted Semi-Rigid Connections, Part I- Experimental Study on Analytical Predictions*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Dielding, D.J. and Chen, W.F., 1973. *Steel Frame Analysis and Connection Shear Deformation*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST1, January.

Disque, R.O., 1973. *Inelastic K-factor in Design*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.

Driscoll, G.C. and Beedle, L. S., 1982. *Suggestions for Avoiding Beam - to - Column Web Connection Failure*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.

Dumonteil, P., 1992. *Simple Equations for Effective Length Factors*. Engineering Journal, 3^{er} Quarter, AISC, Chicago, IL.

Earthquake Engineering Research Institute, 1994. *Let's Clean Up our Language*, Editorial EERI Newsletter August 1994 and *Talking the Same Language*, Editorial EERI Newsletter November 1994. EERI, California.

Earthquake Engineering Research Institute, 1984. *Glossary of terms for Probabilistic Seismic – Risk and Hazard Analysis*. EERI Committee on Seismic Risk. Earthquake Spectra, Vol. 1 No. 1, November 1984, EERI, California.

Easterling, W.S. and Gonzales, L., 1993. *Shear Lag Effects in Steel Tension Members*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.

Elgaaly, M., 1983. *Web Design Under Compressive Edge Loads*. Engineering Journal, 4th Quarter, AISC, Chicago, IL.

Elgaaly, M., Davids, W. and Dagher, H., 1992. *Non-Slender Single-Angle Struts*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.

Elgaaly, M. and Salkar, R., 1991. *Web Crippling Under Edge Loading*. Proceedings of AISC National Steel Construction Conference, Washington, D.C.

Ellifritt, D.S., Wine, T. Sputo and Samue, S., 1992. *Flexural Strength of WT Sections*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.

- Ellingwood, B. R., 1999. *A Comparison of General Design and Load Requirements in Building Codes in Canada, Mexico and the United States*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC, Chicago, IL.
- Ellingwood, B.E., J.G. MacGregor, T.V. Galambos and Cornell, C.A., 1982. *Probability-Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. 5.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., 1989a. *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*, Report No. UCB/EERC-89/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., 1989b. *On Design of Eccentrically Braced Frames*. Earthquake Engineering Research Institute, EERI, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 3, August.
- Engelhardt, M.D., Sabol, T.A., Aboutaha, R.S., and Franck, K.H., 1995. *An Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, AISC, Chicago, IL.
- European Committee for Standardization, 1994. *Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures Part 1-1: General Rules for Buildings*. ECS, Brussels, Belgium.
- European Convention for Constructional Steelwork, 1991b. *European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones*, ECCS Technical Committee 1, Working Group 1.3 Seismic Design, Brussels.
- European Convention for Constructional Steelwork, 1991a. *Essential of Eurocode 3. Design Manual for Steel Structures in Building*, ECCS Advisory Committee 5, Brussels.
- Federal Emergency Management Agency, 1999. *Example Application of the NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 276. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 274. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997a. *NEHRP (National Earthquake Hazards reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1997b. FEMA 267 A (SAC 96-03) *Interim Guidelines Advisory No. 1- Supplement for FEMA 267*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1995. FEMA 267 (SAC 95-02) *Interim Guidelines Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1994. *NEHRP (National Earthquake Hazards reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*. FEMA, Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency, 1992. *NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, FEMA 172. FEMA, Washington D.C.
- Fielding, D.J. and Huang, J.S., 1971. *Shear in Steel Beam -to - Column Connections*. Welding Journal, AWS, Vol. 50, No. 7, Research Supplement, pp. 313-326.
- Fischer, J.W., K.H. Frank, M.A. Hirt, and McNamee, B.M., 1970. *Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams*. National Cooperative Highway Research Program, Report 102, Washington, D.C.

- Fischer, J.W., P.A. Albrecht, B.T. Yen, D.J. Klingerman and McNamee, B.M., 1974. *Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments*. National Cooperative Highway Research Program, Report 147, Washington, D.C.
- Fisher, J.M. and West, M.A., 1990. *Serviceability Design Considerations for Low Rise Buildings*. Design Guides, AISC, Chicago, IL.
- Fisher, J.W., T.V. Galambos, G. L. Kulak and Ravindra, M.K., 1978. *Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.
- Foutch, D.A., 1989. *Seismic Behavior of Eccentrically Braced Steel Building*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.8, August, pp. 1857-1876.
- Frank, K.H. and Yura, J. A., 1981. *An Experimental Study of Bolted Shear Connections*. FHWA/RD-81/148, December.
- Freeman, F.R., 1930. *The Strength of Arc-Welding Joints*. Proc. Inst. Civil Engineers, Vol. 231, London, England.
- Furlong, R.W. 1997. *Composite Columns* in "Composite Construction Design for Buildings", ASCE / McGraw Hill, New York, NY.
- Galambos, T.V., 1991. *Design of Axially Loaded Compressed Angles*. Structural Stability Research Council Annual Technical Session Proceedings.
- Galambos, T.V.(editor), 1998. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. Structural Stability Research Council, 5th Edition, John Wiley & Sons.
- Galambos, T.V.(editor), 1988. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. Structural Stability Research Council, 4th Edition, John Wiley & Sons.
- Galambos, T.V., 1980. *Reliability of Axially Loaded Columns*. Washington University, Department of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.
- Galambos, T.V., 1978. *Bulletin No. 27*. American Iron and Steel Institute. Washington, D.C., January.
- Galambos, T.V., 1976. *Proposed Criteria for Load Resistance Factor Design of Steel Building Structures*. Research Report No. 45, Civil Engineering Dept., Washington University, St. Louis, MO, May.
- Galambos, T.V., 1968a. *Structural Members and Frames*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Galambos, T.V., 1968b. *Deformation and Energy Absorption Capacity of Steel Structures in the Inelastic Range*. Bulletin No. 8. American Iron and Steel Institute, New York, N.Y.
- Galambos, T.V., 1960. *Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 86, No. ST5, May.
- Galambos, T.V., B. Ellingwood, J.G. MacGregor and Cornell, C.A., 1982. *Probability-Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May.
- Galambos, T.V. and Chapuis, M., 1980. *LRFD Criteria for Composite Columns and Beam-Columns*. Revised Draft, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.
- Galambos, T.V. and Ravindra, M.K., 1978. *Properties of Steel for Use in LRFD*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.
- Galambos, T.V. and Ravindra, M.K., 1976. *Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Beams*. Research Report No. 27, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, February.

Galambos, T.V. and Ravindra, M.K., 1973. *Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings*. Research Report No. 18, Washington University, Dept. of Civil Engineering, St. Louis, MO, September.

Garza V., L., 1997. *Resistencia a la compresión de ángulos dobles*. II Encuentro Latinoamericano de Estructuras Metálicas. Fedestructuras. Bogotá, Septiembre.

Gaylord, E.H. Jr., Gaylord, Ch. E. and Stallmeyer, J.E., 1992. *Design of Steel Structures*, 3rd Edition, McGraw Hill Book Co., New York.

Gibson, G. T. and Wake, B.G.T., 1942. *An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members*. The Welding Journal, American Welding Society, January.

Gjelsvik, A., 1981. *The Theory of Thin-walled Bars*. John Wiley and Sons, New York.

Goble, G.G., 1968. *Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens*. Engineering Journal, AISC, 2nd Quarter.

Goel, S.C., 1993. Report UMCEE 93. *Proceedings of US / Japan Cooperative Research Program Workshop on Composite and Hybrid Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.

Goel, S.C., 1992a Report UMCEE 92-29. *Recommendations for US / Japan Cooperative Research Program- Phase 5: Composite and Hybrid Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.

Goel, S.C., 1992b. *Cyclic Post Buckling Behavior of Steel Bracing Members* in “Stability and Ductility of Steel Structures Under Cyclic Loading”, pp. 75-104, CRC Press, Boca Raton, FL.

Goel, S.C., 1992c. *Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures* in “Stability and Ductility of Steel Structures Under Cyclic Loading”, pp. 297-308, CRC Press, Boca Raton, FL.

Goel, S. and Itani, A., 1994. *Seismic Behavior of Open-Web Truss-Moment Frames*. Journal of the Structural Division, Vol. 120, No. 6, June.

Goel, S.G. and Lee, S., 1992. *A Fracture Criteria for Concrete-Filled Tubular Bracing Members under Cyclic Loading*. In Proceedings, ASCE Structures, San Antonio, Texas, April 13-15, pp. 922-925.

Grant, J.A., J. W. Fischer, and Slutter, R.G., 1977. *Composite Beams with Formed Steel Deck*. Engineering Journal, AISC 1st Quarter.

Griffis, L.G., 1992a. *Load and Resistance Factor Design of W- Shape Encased in Concrete*. Design Guide, AISC, Chicago, IL.

Griffis, L.G., 1992b. *Composite Frame Construction. Constructional Steel Design: An International Guide*, pp.523-553, Elsevier Science Publishers, London, England.

Gross, Englenhardt, Uang, Kasai and Iwankiw, 1999. *Modification of Existing Steel Welded Moment Frame Connections for Seismic Resistance*. Design Guide D812, AISC, Chicago.

Gutiérrez, A., 1997a. *Diseño y detallado de miembros y conexiones en edificaciones en “Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela”*. Vol. XXXIII. Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales. Caracas, Julio.

Gutiérrez, A., 1997b. *Manual de Estructuras de Acero*. Productora de Perfiles Properca, Caracas.

Gutiérrez, A., et al., 1982. *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*. Siderúrgica del Orinoco C.A, SIDOR, Caracas, Venezuela.

- Gutierrez, A y Beyer, E., 1990. *Manual de Perfiles L*. Sidetur, Caracas.
- Hall, D. H., 1981. *Proposed Steel Column Strength Criteria*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST4, April.
- Hansell, W.C., Galambos, T.V., Ravindra, M.K. and Viest, I.M., 1978. *Composite Beam Criteria in LRFD*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September.
- Hardash, S.G. and Bjorhovde, R., 1985. *New Design Criteria for Gusset Plates in Tension*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Harries, K., Mitchell, D., Cook, W.D. and Redwood, R.G., 1993. *Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls*. ASCE, Journal of Structural Engineering 119(12):3611-3629.
- Hassan, O., and Goel, S.C., 1991. Report UMCE 91-1. *Seismic Behavior and Design of Concentrically Braced Steel Structures*. The University of Michigan Department of Civil and Environmental Engineering, Ann Arbor, MI.
- Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P., 1983. *Cyclic Behavior and Design of Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. 10. ASCE, October.
- Hoglund, T., 1971. *Simply Supported Long Thin Plate I-Girder Without Web Stiffeners, Subjected to Distributed Transverse Load*. Dept. of Building Static and Structural Engineering of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Huckelbridge, A.A. and Clough, R.W., 1977. *Earthquake Simulator Tests of Nine-Story Steel Frame with Columns Allowed to Uplift*. Report No. UCB/EERC-77/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas, 1995. Administración de la Calidad. *Recomendaciones para obtener y asegurar la calidad en el diseño*. Guía Técnica Colombiana GTC 15 1995. 18 págs. Correspondiente a la Norma Francesa NFX50-127. INCOTEC, Bogotá.
- International Association of Bridge and Structural Engineering, IABSE, 1968. *Final Report of the Eight Congress*, Zurich, September 1968.
- International Conference of Buildings Officials, 1997a. *Uniform Building Code*, ICBO, Whittier, CA.
- International Conference of Buildings Officials Evaluation Services, 1997b. *AC 129 Acceptance Criteria for Qualification of Steel Moment Frame Connection Systems*, ICBO Whittier, CA.
- International Iron and Steel Institute, 1993. *Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art*, IISI, Brussels.
- International Organization for Standardization, 1974. *Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration*. Document ISO 2631, September.
- Itani, A.M. and Goel, S.C., 1991. *Earthquake Resistance of Open Web Framing Systems*. Research Report UMCE 91-21. Ann Arbor. The University of Michigan, Dept. of Civil Engineering.
- Iwankiw, N., 1984. *Note on Beam-Column Moment Amplification Factor*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Johnson, D.L., 1985. *An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide-Flange Shapes*. 1985 Proceedings SSRC Annual Technical Session, Cleveland, OH, Structural Stability.
- Johnston, B.G. and Deits, 1941. *Tests of Miscellaneous Welded Building Connections*. Welding Journal, November.
- Johnston, B.G., 1939. *Pin-Connected Plate Links*. 1939 ASCE Transactions.

- Johnston, B.G., Green, L.F., 1940. *Flexible Welded Angle Connections*. The Welding Journal, October.
- Joint ASCE- AASHTO Committee on Flexural Members, 1968. *Design of Hybrid Steel Beams*. Report of Subcommittee 1, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6, June 1968.
- Jones, J., 1940. *Static Tests on Riveted Joints*. Civil Engineering, May 1940
- Kanchanalai, T., 1977. *The Design and Behavior of Beam- Columns in Unbraced Steel Frames*. AISI Project No. 189, Report No. 2, Civil Engineering/ Structures Research Lab., University of Texas-Austin, October.
- Kanchanalai, T. and Lu, L.W., 1979. *Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending*. Engineering Journal , AISC, 2nd Quarter.
- Kanno, R., and Deierlein, G.C., 1997. *Seismic Behavior of Composite (RCS) Beam Column Joint Subassemblies*. In "Composite Construction III", ASCE, Reston, VA.
- Kasai, K. and Popov, E.P. 1986c. Report No. UBC/EERC 86/01 *A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986b. *Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 3, ASCE, March.
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986a. *General Behavior of WF Steel Shear Link Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, ASCE, February .
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1984. *On Seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames*. Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, July 1984, San Francisco, CA., Vol. 5, pp. 387, 394.
- Kaufmann, E. J., Xue, M., Lu, L.W. and Fisher, J.W., 1996. *Achieving Ductile Behavior of Moment Connections*. Modern Steel Construction, Vol. 36, No. 1. January, pp. 387-394. AISC, Chicago, IL.
- Keating, P.B. and Fischer, J.W., 1985. *Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details*. NCHRP Project 12-15(50), October 1985,. Washington, D.C.
- Kemp, A.R., 1986. *Factors Affecting the Rotation Capacity of Plastically Designed Members*. The Structural Engineer, Vol. 64B, No. 2, June.
- Ketter, R.L, 1961. *Further Studies of the Strength of Beam- Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST6, August .
- Khatib, I., Mahin, S.A. and Pister, K.S., 1988. Report NO. UCB/EERC 88-01. *Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Kirby, P.A. and Nethercot, D.A., 1979. *Design for Structural Stability*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y..
- Kitayama, K., Otani, S. and Aoyama, H., 1987. *Earthquake Resistant Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam – Colum Joints*. Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering. Wairakei, New Zealand.
- Kitipornchai, S. and Trahair, N.S., 1980. *Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST5, May.
- Kloppel, K. and Seeger, T., 1964. *Dauerversuche Mit Einschnittigen Hv-Verbindungen Aus ST37*. Der Stahlbau, Vol. 33, No. 8, August 1964, pp. 225-245 and Vol. 33, No. 11, November 1964, pp. 335-346.
- Kotecki, D.S. and Moll, R.A., 1972. *A Toughness Study of Steel Weld Metal from Self-Shielded, Flux-Cored Electrodes, Part 2*. Welding Journal, Vol. 51, March .

- Kotecki, D. S. and Moll, R.A., 1970. *A Toughness Study of Steel Weld Metal from Self-Shielded, Flux-Cored Electrodes, Part I*. Welding Journal, Vol. 49, April.
- Krawinkler, H., 1978. *Shear in Beam- to - Column Joints in Seismic Design of Steel Frames*. Engineering Journal, AISC, Vol.15.
- Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P., 1975. *Hysteresis Behavior of Steel Columns*. Report No. UCB/EERC-75/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E. P., 1971. *Inelastic Behavior of Steel Beam - to - Column Subassemblages*. Report No. UCB/EERC-71-7, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Krawinkler, H. and Gupta, A., 1998. *Story Drift Demands for Steel Moment Frame Structures in Different Seismic Regions*. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Kulak, G. L., J. W. Fischer and Struik, J.H.A., 1987. *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY.
- Kulak, G.L, et al., 1999. *Behavior and Design of Steel Plate Shear Walls*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC.
- Lay, M.G., 1965. *Flange Local Buckling in Wide Flange Shapes*. Journal of the Structural Division, Vol. 91, No. ST6, American Society of Civil Engineers, December .
- Lee, G. D., M. L. Morrell and Ketter, R.L., 1972. *Design of Tapered Members*, WRC Bulletin, No. 173, June.
- Leigh, J. M. and Lay, M.G., 1984. *The Design of Laterally Unsupported Angles*. Steel Design Current Practice, Section 2, Bending Members., AISC, January.
- Leigh, J. M. and Lay, M-G., 1978. *Laterally Unsupported Angles with Equal and Unequal Legs*. Report MRL 22/2 July , Melbourne Research Laboratories, Clayton.
- LeMessurier, W. J., 1977. *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2- Rigid Frames*. Engineering Journal, 2th Quarter, AISC, Chicago, IL.
- LeMessurier, W. J., 1976. *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1- Pin-Jointed Frames*. Engineering Journal, 4th Quarter, AISC, Chicago, IL.
- LeMessurier, W.J., R.J. McNamara and Scrivener, J.C., 1974. *Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.
- León, R.T, 1990. *Semi-Rigid Composite Construction*. Journal of Constructional Steel Research 15(2): 99-120.
- Leon, R.T. and Ammerman, D.J, 1990. *Semi-Rigid Connections for Gravity Loads*. Engineering Journal, Vol. 27 No.1 , 1st Quarter, pp. 1-11. AISC, Chicago, IL.
- León, R.T. and Forcier, G.P., 1992. *Parametric Study of Composite Frames. Connections in Steel Structures II*, Proceedings of the Second International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 152-159, AISC, Chicago, IL.
- León, R.T., Hajjar, J.F. and Shield, C.K., 1997. *The Effect of Composite Floor Slabs on the Behavior of Steel Moment Resisting Frames in the Northridge Earthquake*. Composite Construction in Steel and Concrete III, pp. 735-751, ASCE, Reston, VA.
- Lesik, D. F. and Kennedy, D.J.L., 1990. *Ultimate Strength of Fillet Welded Connections Loaded in Plane*. Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, Vol 17, No. 1.

- Liapunov, S., 1974. *Ultimate Load Studies of Plane Multi-Story Steel Rigid Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST8, Proc. Paper 10750, August
- Libby, J.R., 1981. *Eccentrically Braced Frame Construction- A Case History*. Engineering Journal, AISC Vol. 18, No. 4.
- Lim, L.C. and Lu, L.W., 1970. *The Strength and Behavior of Laterally Unsupported Columns*. Fritz Engineering Laboratory Report No. 329.5, Lehigh University, Bethlehem, PA, June .
- Liu, Z. and Goel, S.C., 1987. *Investigation of Concrete Filled Steel Tubes under Cyclic Bending and Buckling*. UMCE Report 87-3, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Lu, L.W., E. Ozer, J. H. Daniels, O. S. and Okten, Morino, S., 1977. *Strength and Drift Characteristics of Steel Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST11, November.
- Lu, L.W., 1967. *Design of Braced Multi-Story Frames by the Plastic Method*. Engineering Journal, 1st Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Luft, R. W., 1989. *Comparison Among Earthquake Codes*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 5, No. 4, November.
- Lutz, L. A., 1992. *Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths About Nonprincipal Axes*. Structural Stability Research Council, Annual Technical Session Proceedings, April , Pittsburgh, PA.
- Lyse, I., Gibson, G.J., 1937. *Effect of Welded on Angles on Beam-Column Connections*. Welding Journal, October.
- Lyse, I., Schreiner, 1935. *An Investigation of Welded Seat Angle Connections*. Welding Journal, February.
- Madugula, M.K.S. and Kennedy, J.B., 1985. *Single and Compound Angle Members*. Elsevier Applied Science, New York.
- Malley, J. O. and Popov, E.P., 1984. *Shear Links in Eccentrically Braced Frames*. Journal of the Structural Division, Vol 110, No. 9, American Society of Civil Engineers, September.
- Marino, F. J., 1966. *Ponding of Two-Way Roof Systems*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Mattock, A.H., 1974. *Shear transfer on concrete having reinforcement at an angle to the shear plane*. Special Publication 42 "Shear in Reinforced Concrete", American Concrete Institute, pp. 17-42.
- Meng, R.L. and Murray, T.M., 1997. *Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections*. Proceedings of the 1997 AISC National Steel Construction Conference, pp. 30.1-30.14, AISC, Chicago, IL.
- Merovich, A.T., Nicoletti, J.P. and Hartle, E., 1982. *Eccentric Bracing in Tall Buildings*. Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. 9, ASCE, September.
- Morrell, M. L. and Lee, G.C., 1974. *Allowable Stress for Web-Tapered Members*. WRC Bulletin 192, Welding Research Council, New York, February.
- Mouw, K.W., 1969. *Fatigue Testing of Light Gage Metal Frames*. Special Report, Engineering Research Institute, Iowa State University.
- Moy, Ch-S. Moy., Ozer, F.E. and Lu, L.W., 1977. *Strength of Steel Frames Under Gravity Loads*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST6, June.
- Munse, W. H. and Chesson Jr, E., 1963. *Riveted and Bolted Joints : Net Section Design*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST1, February.

- Murray, T. M., 1991. *Building Floor Vibrations*. Engineering Journal, 3rd Quarter, AISC, Chicago, IL..
- Murray, T.M.; Allen, D.E and Ungar, E.E, 1997. *Floor vibrations due to human activity*. Steel Design Guide Series No. 11. AISC, Chicago, IL.
- Nader. M.N. and Astaneh, A., 1996. *Shaking Table Test of Rigid, Semi-Rigid and Flexible Steel Frames*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 122 No. 6, June. Págs. 589-596, ASCE, Reston , VA.
- Nader. M.N. and Astaneh, A., 1992. *Seismic Design Concepts for Semi-Rigid Frames*. Proceedings of the 1992 ASCE Structures Congress, pp. 971-975. ASCE, New York, NY.
- National Earthquake Hazards Reduction Program, 1997a. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA 302 and 303, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program , 1997b. *Composite Draft Copy of the 1997 Edition of the NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures as Proposed in March 1997*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March , NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program , 1997c. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273; FEMA 274 (Commentary), October 1997. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, May, NEHRP.
- National Earthquake Hazards Reduction Program, 1995. *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA 223 A , Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, May, NEHRP.
- National Institute of Standards and Technology / American Institute of Steel Construction, 1998. *Interim Design Guideline for the Seismic Modification of Welded Steel Moment Frame Connections*. AISC, Chicago, IL.
- New Zealand Heavy Engineering Research Association, 1995. *Seismic Design Procedures for Steel Structures*. HERA Report R4-76, Manukau City, New Zealand, May.
- Nicoletti, J.P., Pinkham, C.W., Saunders, C.M. and Teal, E.J., 1984. *A Synthesis of Steel Research for Code Development*. Structural Steel Educational Council, San Francisco, CA.
- Nishiyama, I., Hasegawa, T., and Yamanouchi, H. 1990. *Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels*. Building Research Institute Report 71, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan.
- O'Hara, Michel, 1998. *Future Fire Codes*. Civil Engineering, May, pp. 48-51. American Society of Civil Engineers, ASCE, Baltimore.
- Ollgaard, J. G., R. G. Slutter and Fisher, J.W., 1971. *Shear Strength of Stud Shear Connections in Lightweight and Normal Weight Concrete*. Engineering Journal, 2nd Quarter, AISC, Chicago, IL.
- Oosteraas, J. and Krawinkler, H., 1989. *The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Behavior of Steel Buildings*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 5, No.1, February, pp. 51-58.
- Paparoni, M., 1993. *Responsabilidades que se adquieren al modificar una estructura existente*. 8^a. Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente, págs E-42 - E50. Mérida.
- Popov, E. P., 1980. *An update on Eccentric Seismic Bracing*. Engineering Journal, AISC, 3rd Quarter.
- Popov, E. P., Amin, N. R., Louie, J.J. and Stephen, R.M., 1985. *Cyclic Behavior of Large Beam Column Assemblies*. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol 1, No. 2, February.

- Popov, E. P. and Stephen, R.M., 1977. *Capacity of Columns with Splice Imperfections*. Engineering Journal , AISC, 1st Quarter.
- Popov, E.P., Engelhardt , M.D. and Ricles, J.M., 1989. *Eccentrically Brace Frames: U.S. Practice*. Engineering Journal, AISC Vol. 26, No. 2, p.66-80.
- Popov, E.P. and Pinkney, R.B., 1968. *Behavior of Steel Building Connections Subjected to Inelastic Strain Reversals- Experimental Data*. Bulletin No. 14, American Iron and Steel Institute, November.
- Popov, E.P. and Stephen, R.M., 1972. *Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections*. Bulletin No. 21, American Iron and Steel Institute, February.
- Popov, E.P. and Stephen, R.M., 1977. *Tensile Capacity of Partial Welds*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST9, September.
- Popov, E.P., 1980. *Seismic Behavior of Structural Assemblages*. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. ST7, July.
- Popov, E.P. and Tsai, K.C., 1987. *Performance of Large Seismic Steel Moment Connections Under Cyclic Loads*. Proceedings Structural Engineers Association of California Convention , San Diego, CA, October .
- Popov, E.P., Blondet, L., Stepanov and Stojadinovic, B. 1996. *Full Scale Beam to Column Connection Test*. University of California Department of Civil Engineering, Berkeley, CA.
- Preece, F.C., 1968. *AWS-AISC Fillet Weld Study- Longitudinal and Transverse Shear Tests*. Testing Engineers, Inc., Los Angeles, May 31.
- Rao, N., R.N., M. Lohrmann, and Tall, L., 1966. *Effect of Strain Rate of the Yield Stress of Structural Steels*. Journal of Materials, Vol 1, No. 1, ASTM, March.
- Ravindra, M. K. and Galambos, T.V., 1978. *Load and Resistance Factor Design for Steel*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.104, No. ST9, September.
- Research Council on Structural Connections, 1994. *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolt*. AISC, Chicago, IL.
- Ricles, J. M. and Yura, J.A. 1983. *Strength of Double-Row Bolted Web Connections*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. ST1, January.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P., 1989. *Composite Action in Eccentrically Braced Frames*. ASCE Journal of the Structural Engineering 115(8):2046-2066.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P., 1987a. *Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*. Report No. UCB/EERC-87/107, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Ricles, J.M. and Popov, E.P. 1987b. Report No. UCB/EERC-87/06. *Experiments on EBFs with Composite Floors*. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Roberts, T. M., 1981. *Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, 71, September, London.
- Roeder, C.W., and Foutch, D.F., 1996. *Experimental Results for Seismic Resistant Steel Moment Frame Connections*. Journal of Structural Engineering, Vol.122 No. 6, June. ASCE, Reston, VA..
- Roeder, C.W. and Popov, E.P., 1978. *Eccentrically Braced Frames for Earthquakes*. Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. 3, March, ASCE, Reston, VA.

Ross, D. A. and Chen, W.F., 1976. *Design Criteria for Steel I-Columns Under Axial Load and Biaxial Bending*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, No. 3, 1976.

Saatcioglu, M., 1991. *ACI 127.5 Deformability of Steel Columns*. American Concrete Institute. Detroit, MI.

SAC Joint Venture, 1997a. *Background Reports: Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior*. SAC Report No. SAC-95-09; FEMA 288, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March.

SAC Joint Venture, 1997b. *Interim Guidelines Advisory No. 1. Supplement to FEMA 267*. SAC Report No. SAC-96-03; FEMA 267A, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, March.

SAC Joint Venture, 1997c. SAC/BD-97-02 Version 1.1, *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Test and Other Specimens*. SAC Joint Venture, Sacramento, CA.

SAC Joint Venture, 1996. *Connections Test Summaries*. SAC Report No. SAC-96-02; FEMA 289, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, June.

SAC Joint Venture, 1995. *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structure*. SAC Report No. SAC-95-02; FEMA 267, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, August.

Salvadori, M., 1956. *Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns*. ASCE Transactions, Vol. 122-1.

Sawyer, H.A., 1961. *Post-Elastic Behavior of Wide-Flange Steel Beams*. Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST8, American Society of Civil Engineers, December.

Schneider, S.P., Roeder, C.W. and Carpenter, J.E., 1991. *Seismic Performance of Weak-Columns Strong Beam Steel Moment Resisting Frames*. University of Washington Department of Civil Engineering, Seattle, WA.

Schneider, S.P., 1998. *Axially Loaded Concrete-Filled Tubes*. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, pp. 1125-1138, ASCE, Reston, VA.

Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1996. *Recommend Lateral Forces Requirements and Tentative Commentary*. SEAOC, 1996, California.

Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1988. *Recommend Lateral Forces Requirements and Tentative Commentary*. SEAOC, 1988, California.

Shahrooz, B.M., Remmetter, M.E. and Quin, F., 1993. *Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls*. ASCE, Journal of Structural Engineering Vol. 119 No. 11, pp. 3291-3309. ASCE, Reston, VA.

Sheikh, T.M., Dierlein, G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O., 1989. *Part 1: Beam Column Moment Connections for Composite Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No. 11, November, pp. 2859-2876. ASCE, Reston, VA.

Slutter, R. G., Driscoll, G.C., 1965. *Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST2, April.

Slutter, R., 1981. *Tests of Panel Zone Behavior in Beam Column Connections*. Lehigh University, report No. 200.81.403.1, Bethlehem, PA.

Springfield, J., 1975. *Design of Column Subject to Biaxial Bending*. Engineering Journal, AISC, 3rd Quarter.

Springfield, J. and Adams, P.F., 1972. *Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 9, No. ST5, May.

Standards Association of New Zealand, 1997. *Steel Structures Standard. NZS 3404: Part I and II:1997*. SANZ, Wellington, New Zealand.

Standard Association of New Zealand, 1989. *Steel Structures Code NZS 3404:Parts 1 and 2:1989*. SANZ. Wellington, New Zealand.

Stang, A. H. and Jaffe, B.S., 1948. *Perforated Cover Plates for Steel Columns*. Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, D.C.

Steger, A. and León, R.T., 1993. *Partially Restrained Composite Connections*. Design Guide, AISC. Chicago, IL.

Steel Deck Institute, 1987. *Diaphragm Design Manual*. Second edition, SDI, Canton, OH.

Steel Structures Painting Council, 1989. *Steel Structures Painting Manual, Vol. 2, Systems and Specifications*. SSPC, Pittsburgh, PA.

Structural Engineers Association of California, 1996. *Recommended Lateral Force Requirements*. SEAOC, Sacramento, CA.

Structural Stability Research Council Task Group 20, 1979. *A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns*. Engineering Journal, AISC, 4th Quarter.

Structural Steel Education Council, 1986. *Steel Connections / Details and Relative Costs*. Moraga, CA, 1986.

Summers, Paul A., Yura, J., 1982. *The Behavior of Beams Subjected to Concentrated Loads*. Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report No. 82-5, University of Texas, Austin, TX, August.

Tang, X. and Goel, S.C., 1989. *Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure*. Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No. 8, August, pp. 1960-1976. ASCE, Reston, VA.

Tang, X. and Goel, S.C., 1987. *Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures*. UMCE Report 87-4, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Tebedge, N. and W. F. Chen, 1974. *Design Criteria for H-Columns Under Biaxial Loading*. ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, ST3.

Terashima, H. and Hart, P.H.M., 1984. *Effect of Aluminum on Carbon, Manganese, Niobium Steel Submerged Arc Weld Metal Properties*. Welding Journal, Vol. 63, June.

Tide, R. H. R., 1985. *Reasonable Column Design Equations*. Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16-17, Cleveland, OH, SSRC, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Timler, P.A. and Ventura, C., 1999. *Economical Design of Steel Plate Shear Walls from a Consulting Engineers Perspective*. Proceedings North American Steel Construction Conference, AISC, IL.

Timoshenko, S. P. and Gere, J.M., 1961. *Theory of Elastic Stability*. McGraw Hill Book Company.

Tremblay, R., Tchaboratev, N. and Filiatrault, A., 1997. *Seismic Performance of RBS Connections for Steel Moment Resisting Frames: Influence of Loading Rate Floor Slab*. Proceedings, STESSA 97, Kyoto, Japan.

Tsai, K.C. and Popov, E.P., 1997. *Seismic Panel Zone Design Effect on Elastic Story Drift on Elastic Story Drift in Steel Moment Resisting Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Reston, VA.

Tsai, K.C. and Popov, E.P., 1986. *Two Beam - to - Column Web Connections*. Report No. UCB/EERC-86/05, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

- Uang, C.M., 1991. *Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, ASCE, January.
- Uang, C-M. and Bertero, V.V., 1986. *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of 0.3-Scale Model of a Six-Story Concentrically Braced Steel Structures*. Report No. UCB/EERC-86/10, EERC, Berkeley, CA, December.
- UNE 48302. *Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Evaluación visual de la limpieza de las superficies. Grados de óxido y de preparación de sustratos de acero no pintados y de sustratos de acero después de decapados totalmente de recubrimientos anteriores*. Norma Española, equivalente a la Norma Internacional ISO 8501-1. AENOR, Madrid, 1998.
- US Armed Services, 1982. *Seismic Design for Buildings (Army: TM 5-809-10, Navy: NAVFAC P-355, Air Force: AFM 88-3, Chapter 13)*
- Viest, I.M. et al., 1997. *Composite Construction Design for Buildings*. ASCE-Mc Graw Hill.
- Wallace, B.J. and Krawinkler, H., 1985. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 75. *Small Scale Model Experimentation on Steel Assemblies*. Stanford University Department of Civil Engineering, Palo Alto, CA:
- Whittaker, A.S., Uang, C-M. and Bertero, V.V., 1987. *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Eccentrically Braced Steel Structures*. Report No. UCB/EERC-87/02, EERC, Berkeley, CA.
- Wilson, W. M., 1934. *The Bearing Value of Rollers*. Bulletin No. 263, University of Illinois Engineering Experimental Station, Urbana, IL.
- Winter, G., 1958. *Lateral Bracing of Columns and Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 84, No. ST52, March.
- Wood, B. R., D. Beaulieu and Adams, P.F., 1976. *Column Design by P-Delta Method*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST2, February.
- Xu, P. and Goel, S.C., 1990. Report No. UMCE 90-1. *Behavior of Double Channel Bracing Members Under Large Cyclic Deformations*. University of Michigan Department of Civil Engineering, Ann Arbor, MI.
- Xue, M., Kaufmann, E.J., Lu, L.W., and Fischer, 1996. *Achieving Ductile Behavior of Moment Connections – Part II*. Modern Steel Construction, Vol. 36, No. 6, June, pp. 38-42. AISC, Chicago, IL.
- Yura, J.A., 1993. *Fundamental of beam bracing; Bracing design for inelastic structures; Torsional bracing requirements for beams and columns; Lean-on-bracing systems*, in "Is Your Structure Suitably Braced?". Proceedings 1993 Conference, Structural Stability Council, SSRC, Wisconsin, 1993.
- Yura, J. A., 1988. *Elements for Teaching Load & Resistance Factor Design*. AISC April.
- Yura, J. A., et al., 1978. *The Bending Resistance of Steel Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST59, September.
- Yura, J. A., 1971. *The Effective Length of Columns in Unbraced Frames*. Engineering Journal, AISC, Vol. 8, No. 2, April.
- Zandonini, R, 1985. *Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation*. (En Italiano) Construzioni Metalliche, No., 4, 1985.
- Zandonini, R. and León, R.T., 1992. *Composite Connections. In Constructional Steel Design: An Guide*, edited by Dowling, P.J., Harding, J.E. and Bhojorvde, pp. 501-522. London, Elsevier Science Publishing.

Zaremba, C.J., 1988. *Strength of Steel Frames Using Partial Composite Girders*. Journal of the Structural Engineering, Vol. 114, No. 8 , August, pp. 1741-1760, ASCE, Reston, VA.

Zhou, S. P. and Chen, W.F., 1985. *Design Criteria for Box Columns Under Biaxial Loading*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. ST12, December.

2. DIRECCIONES DE INTERÉS

A continuación se suministran las direcciones físicas, telefaxes, en internet y de correo electrónico (e-mail) de las principales fuentes de información extranjera sobre estructuras de acero o mixtas acero – concreto:

AAFS. American Academy of Forensic Sciences

Fax (001) – 719 - 636.19.93

<http://www.aafs.org>

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials

444 North Capitol Street, N.W. Suite 249, Washington, DC 20001

Fax (001) – 202 - 624.58.06

<http://www.aashto.org>

ACI. American Concrete Institute.

P.O. Box 9094. Farmington Hills, MI 48333 USA

Fax (001)-248-848-38.01

<http://www.aci-int.org>

AENOR. Asociación Española de Normalización

Génova 6, 28004, Madrid, España.

Fax (0034) – 91 - 310.36.95

<http://www.aenor.es>

e-mail: comercial@aeonr.es

AISC. American Institute of Steel Construction.

One East Wacker Drive, Suite 3100. Chicago, Illinois 60601-20201 USA

Fax (001) – 312 - 670.54.03

<http://www.aisc.org>

AISC. Australian Institute of Steel Construction

Level 13, 99 Mount Sydney NSW 2060

Fax (0061) – 2 – 9955 - 54.06

AISI. American Iron and Steel Institute.

1101 17th Street NW, Washington DC 20036-4700 USA.

Fax (001) – 202 - 463.65.73

<http://www.Steel.org>

ASCE. American Society of Civil Engineers

1801 Alexander Bell Drive. Reston, VA 20191-4400 USA

Fax (001) – 703 - 295.62.11

<http://www.pubs.asce.org>

ASTM. American Society for Testing and Materials

100 Bart Harbor Dr., West Conshohocken, PA 19428

Fax (001) – 610- 832.95.55

<http://www.astm.org>

ATC. Applied Technology Council.

555 Twin Dolphin Drive. Suite 550. Redwood City, California 94065 USA

Fax (001) - 650- 593.23.20

<http://www.atcouncil.org>

AWS. American Welding Society.
550 NW LeJeune Road. Miami 33126 USA.
Fax (001) – 305 - 443.75.59
<http://www.amweld.org>

CISC. Canadian Institute of Steel Construction
201 Consumers Road, Suite 300
Willowdale, Ontario M2J 4G8
Canada
Fax (001) – 416 - 491.64.61
<http://www.cisc-icca.ca>

CRSI. Concrete Reinforcing Steel Institute
933 N. Plum Grove Road
Schaumburg, Illinois 60173-4758
Fax (001) 847-517—12.06
<http://www.crsi.org>

CTICM. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique.
Domanine de Saint-Paul, BP 64. F-78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse. France.

ECCS. European Convention for Constructional Steelwork.
Avenue des Ombrages 32/36 bte 20
B-1200 Bruxelles. Belgique.
Fax (011) – 322 – 762.09.35

FEDESTRUCTURAS. Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas
Transversal 21 No. 100 Of.403, Santafé de Bogotá.
Colombia
Fax (0057) –1 - 257.51.62

FEMA. Federal Emergency Management Agency
1090 Vermont Avenue, NW, Suite 700
Washington, DC 20005-4905
Fax (001) – 202 - 289.78.00
<http://www.fema.gov>

HERA. Heavy Engineering Research Association.
Gladding Place, Manukau City. P.O. Box 76 134,
Auckland , New Zealand.
Fax (0064) –9 - 262.28.56
<http://www.hera.org.nz>
e-mail: admin@hera.org.nz

ICBO. International Conference of Building Officials
5360 Workman Mill Road, Whittier,
CA 90601-2258
Fax (001) –310 -692.38.53
<http://www-icbo.org>

IMCA. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
Av. Escuela Industrial No. 267, esq. Río Blanco
Col. Industrial, México 07800, D.F.
Telefax (0052): 55-17.01.53 , Telf. 57.39.18.48
e-mail: imcaac@unete.com.mx

OTUA. Office Technique pour l' Utilisation de l' Acier
Immeuble Pacific-13, Cours Valmy
92070 La Défense Cedex
Fax (0033) – 1 - 412.555.70

PCA. Portland Cement Association.
5420 Old Orchard Road, Skokie, IL 60077-1083
Fax (001) 847-966-96.66
<http://www.portcement.org>

PEER / NISEE
Pacific Earthquake Engineering Research Center
National Information Service for Earthquake Engineering.
University of California, Berkeley.
1301 South 46th Street, Richmond, California
Fax (001)510-231.94.61
<http://peer.berkeley.edu>

SCI. The Steel Construction Institute.
Silwood Park, Ascot , Berkshire SL5 7QN. UK.
Fax (0044) – 1344 - 229.44
<http://www.Steel.sci-org>.

SDI. Steel Deck Institute.
P.O. Box 25, Fox River Groove, IL 60021-0025
Fax (001) – 847 - 462.19.40

SEAOC. Structural Engineers Association of California
555 University Avenue Suite 126
Sacramento, California 95825-6510
Fax (001) - 916-568.06.77
e-mail: seaoc@aol.com

SJJ. Steel Joists Institute.
3127 10th Avenue North Myrtle Beach, SC 29577-6760
USA
Fax (001) – 843- 626.55.65
<http://www.steeljoist.org>

SSRC. Structural Stability Research Council
University of Florida. Department of Civil Engineering
345 Weil Hall, P.O. Box 116580
Gainesville, FL 32611-6580
Fax (001) – 352 - 846.39.78
<http://www.ssrc.ce.ufl.edu>
e-mail: ssrc@ce.ufl.edu

DISPOSICIONES TRANSITORIAS

ALCANCE

Durante el lapso de provisionalidad de la presente Norma, establecido en su Prólogo, se autoriza el uso de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1618-82 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto. Fabricación y Construcción* o de la Norma AISC *Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design*, edición de 1989 (citada aquí en adelante como AISC ASD 89), basadas en el Método de las Tensiones Admisibles, con las modificaciones indicadas en este Anexo.

Hasta tanto no se elaboren las correspondientes normas venezolanas COVENIN - MINDUR se autoriza el uso de las siguientes normas , complementadas con las disposiciones indicadas en esta Norma y en las COVENIN - MINDUR 2002, 2003, 1753 y 1756 vigentes:

AISI *Load and Resistance Factor Design Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, 1996 edition.

AISC *Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections*, 1997.

SJI *Standard Specifications, Load Tables and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders*, vigente.

ADECUACIÓN DE LA NORMA COVENIN- MINDUR 1618-82

Estas Disposiciones Transitorias están dirigidos al diseño y construcción sismorresistente de los miembros de acero estructural, sus juntas y conexiones en edificaciones cuyas solicitaciones resultan de los movimientos sísmicos determinados según la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, fundamentada en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta, y en consecuencia se deben aplicar conjuntamente con la presente Norma, la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1618-82 y la Norma AISC ASD 89.

1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES

Se utilizará el Capítulo 10 de la presente Norma para determinar las solicitaciones sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones.

2 RESISTENCIAS TEÓRICAS

2.1 Se elimina el Artículo 7.6 de la Norma 1618-82.

2.2 La clasificación de los sistemas estructurales corresponderá a la de la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 o la del Capítulo 3 de la presente Norma.

2.3 La resistencia teórica de los miembros, juntas y conexiones de acero estructural de los sistemas resistentes a sismos para las hipótesis de solicitaciones en las cuales el sismo actúa solo o en combinación con las acciones permanentes y variables se determinará multiplicando por 1.7 las tensiones admisibles establecidos en las Secciones 7.1.1, 7.1.3, 7.1.4, 7.2, 7.3, 8.3 y los Capítulo 12, 16, 17 y 18 de la Norma COVENIN – MINDUR 1618-82. El incremento en una tercera parte de las tensiones admisibles no deberá usarse en conjunción con el factor 1.7.

2.4 Los efectos P-Δ especificados en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-98 se incorporarán obligatoriamente en los cortantes de pisos para el cálculo de las solicitaciones sísmicas.

2.5 En el Capítulo 8 de la COVENIN – MINDUR 1618-82 la definición de F'_e se modificará para que se lea así:

$$F'_e = \frac{\pi^2 E}{(k L_b / r_b)^2}$$

donde:

L_b	=	Longitud real en el plano de flexión.
k	=	Coefficiente de longitud efectiva en el plano de flexión.
r_b	=	Radio de giro correspondiente.

3 RESISTENCIAS MINORADAS

La resistencia minorada de los miembros y conexiones estructurales de acero y la de los sistemas resistentes a sismos para las hipótesis de solicitaciones en las cuales el sismo actúa solo o en combinación con las solicitaciones permanentes y variables, se determinará convirtiendo las tensiones admisibles calculadas según la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-82 en resistencias teóricas, multiplicando dichas resistencias teóricas por los factores de minoración de la resistencia teórica, ϕ , dados a continuación.

Tracción	
Cedencia	0.9
Ruptura	0.75
Compresión	
Pandeo	0.85
Flexión	
Cedencia	0.9
Ruptura	0.75

Corte	
Cedencia	0.9
Ruptura	0.75
Torsión	
Cedencia	0.9
Pandeo	0.9
Soldaduras de ranura de penetración completa	
Tracción o compresión normal	0.9 para el metal base
al área efectiva	0.9 para el metal de soldadura
Corte en el área efectiva	0.9 para el metal base
	0.8 para el metal de soldadura
Soldaduras de ranura de penetración parcial	
Compresión normal al área efectiva	0.9 para el metal base
	0.9 para el metal de soldadura
Tracción normal al área efectiva	0.9 para el metal base
	0.8 para el metal de soldadura
Corte paralelo al eje de la soldadura	0.75 para el metal base
Soldaduras de filete	
Corte en el área efectiva	0.75 para el metal de soldadura
Soldadura de tapón o de canal	
Corte paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)	0.75 para el metal de soldadura
Pernos	
Ruptura por tracción, ruptura por corte, corte y tracción combinados	0.75
Conexión de deslizamiento crítico con pernos en agujeros estándar, agrandados, y de ranura corta	1.0
Conexiones de deslizamiento crítico con pernos en agujeros de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la carga	1.0
Conexiones de deslizamiento crítico con pernos en agujeros de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la carga	0.85

Elementos de conexión	
Cedencia por tracción, cedencia por corte	0.9
Aplastamiento en los agujeros de los pernos, ruptura por tracción, ruptura por corte, bloque de corte	
	0.75
Aplastamiento	
Sobre el acero	0.75
Sobre el concreto	0.6
Alas y alma bajo fuerzas concentradas	
Flexión local de las alas, pandeo por compresión del alma	0.9
Cedencia local del alma	1.0
Aplastamiento local del alma, corte del alma en la zona del panel	0.75
Pandeo lateral del alma	0.85

4 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

Se modificará el Artículo 22.2 REQUISITOS SISMORRESISTENTES DE LAS JUNTAS EMPERNADAS, de la presente Norma para que se lea:

La resistencia minorada al corte y a las combinaciones de corte y tracción de las juntas empernadas será calculada de acuerdo con las Secciones J3.5 a J3.7 de la Norma AISC ASD-89, excepto que la tensión admisible al aplastamiento en los agujeros de los pernos, F_p , no se tomará mayor que $1.2 F_u$

5 COLUMNAS

El primer párrafo de la Sección 21.7.1 Empalmes de columnas, se sustituye por el siguiente:

Los empalmes de las columnas de los sistemas resistentes a sismos satisfarán o excederán las solicitaciones mayoradas establecidas en la Sección 15.5.1 y las hipótesis de solicitaciones (10-9) y (10-10).

6 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

CAPÍTULO 11 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DE ACERO

11.4 Requisitos para pórticos de acero con Nivel de Diseño ND3

Se modificará la Sección 11.4.5 para que se lea:

(a) Fuerza cortante

La solicitación mayorada de fuerza cortante, V_u , en la zona de panel se calculará aplicando las combinaciones de solicitaciones (10-9) y (10-10) a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, el cortante mayorado V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con $0.8 \Sigma R_y M_p$ de las vigas conectadas a las alas de la columna.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, $\phi_v V_n$, se determinará con $\phi_v = 0.75$ y la siguiente fórmula:

Cuando $N_u \leq 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (11-1)$$

Cuando $N_u > 0.75 N_y$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right] \left(1.9 - \frac{1.2 N_u}{N_y} \right) \quad (11-1 a)$$

En estas fórmulas

F_y = Resistencia especificada a la cedencia del acero en la zona de panel.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura total de la viga.

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_p = Espesor total de la zona de panel, incluídas las planchas adosadas.

La Subsección 11.4.8.2 se modificará para que se lea:

11.4.8.2 Conexiones no restringidas

La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para la hipótesis de sollicitación (10-7), siendo la acción sísmica S el menor valor entre:

- (a) La fuerza sísmica amplificada $\Omega_o S_H$
- (b) Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.

11.5 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON VIGAS DE CELOSÍA

Se modificará el primer párrafo de la Subsección 11.5.3 para que se lea:

11.5.3 Arriostramiento lateral

Ambos cordones de la celosía estarán arriostrados lateralmente en los extremos de los segmentos especiales, y a lo largo de toda su longitud a intervalos que no excederán el valor de L_c calculado según la Sección 7.1.4.6a de la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-82 o Sección F1 de la norma AISC ASD 89.

Se modificará la primera parte de la Subsección 11.5.5 para que se lea:

11.5.5 Resistencia teórica de los miembros de la celosía fuera del segmento especial

Con la excepción indicada en la Cláusula 11.4.1.2.3, la resistencia minorada de todos los miembros y conexiones de un pórtico de momento con vigas de celosía será capaz de tomar las sollicitaciones mayoradas de las combinaciones (10-6) y (10-7) y las fuerzas laterales necesarias para desarrollar la resistencia teórica al corte esperado en todos los segmentos especiales, V_{ne} , calculado con la formula (11-4) [el resto del texto permanece sin cambios].

CAPÍTULO 12 REQUISITOS PARA PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS

12.2 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND1

12.2.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Se modificará para que se lea:

2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las acciones permanentes y variables, suponiendo que no están presente los arriostramientos.

12.3 PÓRTICOS DE ACERO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS CON NIVEL DE DISEÑO ND3

12.3.3 Requisitos para configuraciones especiales de los arriostramientos

Se modificará el siguiente requisito para que se lea :

2. La viga intersectada por los arriostramientos deberá ser capaz de soportar las cargas gravitacionales tributarias que resulten de aplicar las acciones permanentes y variables, suponiendo que no están presente los arriostramientos.

GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN DE NORMAS DEL MINDUR

INTRODUCCIÓN

La Comisión de Normas del Ministerio del Desarrollo Urbano ha acordado que todas las interpretaciones oficiales de sus normas se tratarán de la misma manera formal. A tales efectos, todas las consultas deberán dirigirse por escrito a la sede de la Comisión.

Las consultas se tramitarán lo más pronto posible, pero debido a la complejidad del trabajo y a los procedimientos que han de seguirse, algunas interpretaciones y respuestas pueden consumir un tiempo considerable. La Comisión no responderá a las consultas planteadas telefónicamente ni a las que omitan las pautas siguientes.

RESPONSABILIDADES DE LA COMISIÓN

Las actividades de la Comisión en lo que respecta a las interpretaciones oficiales de las normas que le competen, están estrictamente limitadas a interpretar los requisitos de sus normas o a considerar revisiones de las disposiciones existentes que se fundamenten en nuevos datos o tecnologías. Ni la Comisión ni sus miembros están autorizados para ofrecer interpretaciones o servicios de consultoría sobre problemas particulares de una obra de ingeniería ni requisitos de las normas que se apliquen a la fabricación que no estén comprendidos en las mismas o asuntos no cubiertos específicamente por sus normas. En tales casos, el interpellador deberá buscar asistencia de un ingeniero experimentado en el campo particular de interés cuestionado.

PROCEDIMIENTO

Datos del Destinatario y del Remitente

Todas las consultas tiene que ser por escrito y dirigirse a la Comisión de Normas del MINDUR, cuya dirección es :

Comisión de Normas
MINISTERIO DEL DESARROLLO URBANO
Dirección de Proyectos
Torre Oeste, Piso 48
Av. Lecuna, Parque Central, Caracas 1015

Tel. 576.43.22, 571.12.22, Ext. 9500 y 9551
Fax: (02) 571.13.67

Las consultas contendrán el nombre o nombres de los solicitantes, profesión, el organismo que representa, cuando sea pertinente, su dirección, teléfonos, telefaxes, correo electrónico, así como la suficiente información como para que la Comisión pueda entender cabalmente el asunto consultado. Para facilitar la organización y agilizar la tramitación es muy importante aislar cada problema, anexando toda la documentación pertinente, de forma que cada asunto deberá ser consultado separadamente. Cuando el asunto consultado no esté definido claramente, o cuando se presenten cuestionamientos mezclados, la consulta será devuelta para ser aclarada.

A fin de lograr un procesamiento eficiente, todas las consultas serán presentadas en el orden y formato que se describe a continuación :

1 Alcance. Cada consulta se enfocará a una sola disposición de la norma, a menos que el asunto en cuestión relacione dos o más documentos. En el alcance de la pregunta se comenzará identificando la norma venezolana COVENIN - MINDUR, su año de edición y cuál (es) de sus Artículos, Secciones, Subsecciones abarca (n) el asunto consultado.

2 Objeto de la Consulta. En el objetivo de la consulta se manifestará claramente si se trata de obtener una interpretación de los requisitos normativos o de solicitar la revisión de una disposición particular fundamentada en nuevos criterios, datos o tecnologías.

3 Contenido de la Consulta. La consulta debe ser concisa pero completa, a fin de permitir que la Comisión comprenda rápida y cabalmente el asunto en cuestión. Cuando sea apropiado, se usarán dibujos y croquis, y han de citarse, con sus datos identificadores, todos los párrafos, figuras y tablas pertinentes a la consulta. Si el asunto consultado tiene como propósito una revisión de la norma, deberá anexarse las justificaciones y documentación técnicas pertinentes.

4 Solución Sugerida. El interpelador, según sea el objeto de la consulta, deberá redactar una proposición de solución sugerida, manifestando su interpretación de las disposiciones pertinentes al asunto cuestionado, o redactar el texto de la revisión propuesta.

INTERPRETACIÓN Y REVISIÓN DE LAS DISPOSICIONES NORMATIVAS

Las interpretaciones oficiales de las disposiciones de las normas venezolanas COVENIN —MINDUR las efectuará la Comisión. El Presidente de la Comisión referirá la consulta a los miembros que tengan más experiencia sobre el tema. Una vez redactada la contestación será presentada a la Comisión en pleno para su revisión y aprobación. Luego de ser sancionada, el texto pasará a ser una interpretación oficial, y la Secretaría de la Comisión enviará la respuesta a los solicitantes, a las dependencias oficiales involucradas y a FONDONORMA para su publicación.

PUBLICACIÓN DE LAS INTERPRETACIONES

Todas estas interpretaciones oficiales deberán ser publicadas en el Boletín de FONDONORMA, Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad e incorporadas en la futura edición de la norma venezolana correspondiente, así como en el Informe Anual de la Comisión.

PUBLICACIONES DE LA COMISION PERMANENTE DE NORMAS PARA ESTRUCTURAS DE EDIFICACIONES DEL MINDUR

NORMAS COVENIN - MINDUR

- 1618-82 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción.** 1980, 345 págs.
- 1618-98 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.** 1999, 565 págs.
- 1753-85 **Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.** 1985, 425 págs.
- 1755-82 **Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero.** 1982, 97 págs.
- 1756-82 **Edificaciones Antisísmicas.** 1982, 198 págs.
- 1756-98 **Edificaciones Sismorresistentes.** 1999, 117 págs.
- 2000-92 **Sector Construcción. Mediciones y Codificación de Partidas para Estudio, Proyectos y Construcción. Parte II-A Edificaciones.** 1993, 375 págs.
- Suplemento No. 1** , 1999, 166 págs.
- 2002-88 **Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.** 1989, 108 págs.
- 2003-87 **Acciones del Viento sobre las Construcciones.** 1988, 158 págs.
- 2004-98 **Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones.** 1998, 122 págs.
- 2733-90 **Proyecto, Construcción y Adaptación de Edificaciones de Uso Público Accesibles a Personas con Impedimentos Físicos.** 1991, 44 págs.
- 3400-98 **Impermeabilización de Edificaciones.** 1999, 242 págs.

MANUALES

- * Epelboim, Salomón; Arnal, Henrique. **Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones.** 2ª Edición . 1996. 950 págs.
- * Marín, Joaquín; Güell, Antonio. **Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado.** 2ª. Impresión revisada, 1991, 222 págs.

Distribución y Venta:

FONDONORMA

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad
Torre Fondocomún, Piso 12
Av.. Andrés Bello, Caracas Tels. (02) 575.44.98, 575.41.11

FUNVISIS

FUNDACIÓN VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS
Centro de Documentación e Información, CEDI
Prolongación Calle Mara, El Llanito, Caracas
Tels. (02) 257.51.53, 258.98.60
Faxes: (582) 257.99.77, 257.98.60
<http://www.internet.ve/funvisis>
e-mail: dptodi@funvisis.internet.ve

Librería Técnica Vega.

Plaza de las Tres Gracias, Los Chaguaramos. Caracas
Tels. (02) 662.13.97, 662.18.71, 662.28.48
Fax (582) 662.20.92

COVENIN
1618 : 1998

CATEGORIA I

FONDONORMA
Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12
Telf. 575. 41. 11 Fax: 574. 13. 12
CARACAS

publicación de



ICS:91.080.10

ISBN 980-06-2

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS
Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio.

Descriptores: Estructuras de acero, edificaciones, ingeniería civil.